

# CHƯƠNG 1: KHÁI NIỆM CHUNG VỀ KỸ THUẬT BÊ TÔNG CEMENT THÉP

## 1.1. CẤU TRÚC CHUNG CỦA KỸ THUẬT BÊ TÔNG CEMENT THÉP

### 1.1.1. Thành phần của bê tông cốt thép

Bê tông cốt thép là một loại vật liệu xây dựng hình thành do hai vật liệu thành phần có tính chất cơ học khác nhau là bê tông và thép cùng công tác chung với nhau một cách hợp lý và kinh tế.

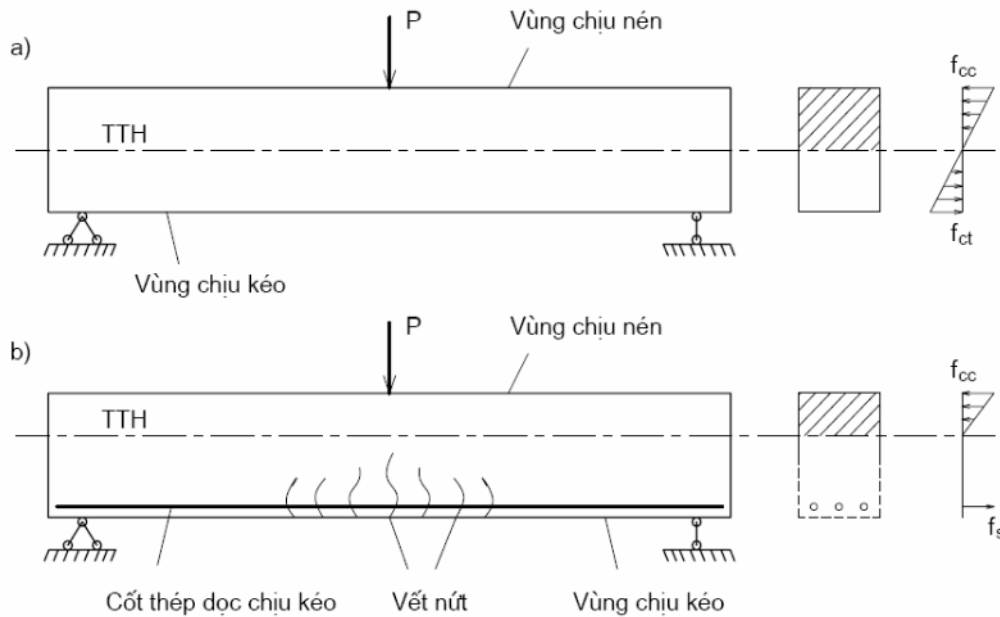
Bê tông là một loại vật liệu bao gồm các hạt liềm (cát, đá) và chất kết dính (xi măng, nước...). Bê tông có khả năng chịu nén tốt, khả năng chịu kéo rất kém.

Thép là vật liệu chịu kéo hoặc chịu nén tốt. Do vậy người ta thường kết thép vào trong bê tông để tăng cường khả năng chịu kéo cho kết cấu đó tạo ra bê tông cốt thép.

Để thấy rõ sự công tác chung giữa bê tông và cốt thép ta xem thí nghiệm:

- Ưu điểm của bê tông như trên hình 1.1a, trên dầm chia thành hai vùng rõ rệt là vùng kéo và vùng nén. Khi ứng suất kéo trong bê tông  $f_{ct}$  vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông thì vết nứt xuất hiện, vết nứt di chuyển lên phía trên và dầm bị gãy khi ứng suất trong bê tông vùng nén còn khá nhỏ so với cường độ chịu nén của bê tông. Dầm bê tông chỉ khai thác hết khả năng chịu nén của bê tông, khả năng chịu mô men của dầm nhỏ.

- Ưu điểm của dầm nhúng cốt thép hợp lý vào vùng bê tông chịu kéo hình 1.1b, khi ứng suất kéo  $f_{ct}$  vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông thì vết nứt xuất hiện. Nhưng lúc này dầm chưa phá hoại, vết nứt di chuyển có vết nứt kéo hoàn toàn do cốt thép chịu, chính vì vậy ta có thể tận dụng cho tới khi ứng suất trong cốt thép tới giới hạn chảy hoặc bê tông vùng nén bị nén vỡ.



Hình 1.1 Dầm bê tông và bê tông cốt thép

Đảm bảo BTCT khai thác hết khả năng chịu nén của bê tông và khả năng chịu kéo của thép. Nhờ vậy khả năng chịu mô men hay sức kháng uốn lớn hơn hàng chục lần so với dầm bê tông có cùng kích thước.

Cốt thép chịu kéo và nén đều cần cốt vào trong các cấu kiện chịu kéo, chịu nén, cấu kiện chịu uốn xoắn để tăng khả năng chịu lực giảm kích thước tiết diện và chịu lực kéo xuất hiện do ứng xử nhiệt.

Bê tông và thép có thể cùng công tác chung là do:

- Trên bề mặt tiếp xúc giữa bê tông và thép có lực dính bám khá lớn nên lực có thể truyền từ bê tông sang thép và ngược lại. Lực dính bám có tầm quan trọng rất lớn trong BTCT. Nếu có lực dính bám mà công suất của cốt thép mới khai thác thì sẽ bị trượt, bị rơi vãi trong vùng kéo mới hình thành. Do vậy người ta phải tìm mọi cách tăng cường lực dính bám giữa bê tông và cốt thép.

- Giữa bê tông và cốt thép không xảy ra phản ứng hoá học, bê tông còn bảo vệ cho cốt thép chống lại tác động ăn mòn của môi trường.

- Hệ số giãn nở dài vì nhiệt của bê tông và cốt thép là xấp xỉ bằng nhau (bê tông  $\alpha_c = 10,8 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , thép  $\alpha_s = 12 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ). Do đó khi nhiệt độ thay đổi trong phạm vi thông thường (dưới  $100^{\circ}\text{C}$ ) thì ứng suất xuất hiện không đáng kể, không làm phá hoại lực dính bám giữa bê tông và cốt thép.

### 1.1.2. Thiết kế cấu kiện bê tông cốt thép dầm đơn (D - L)

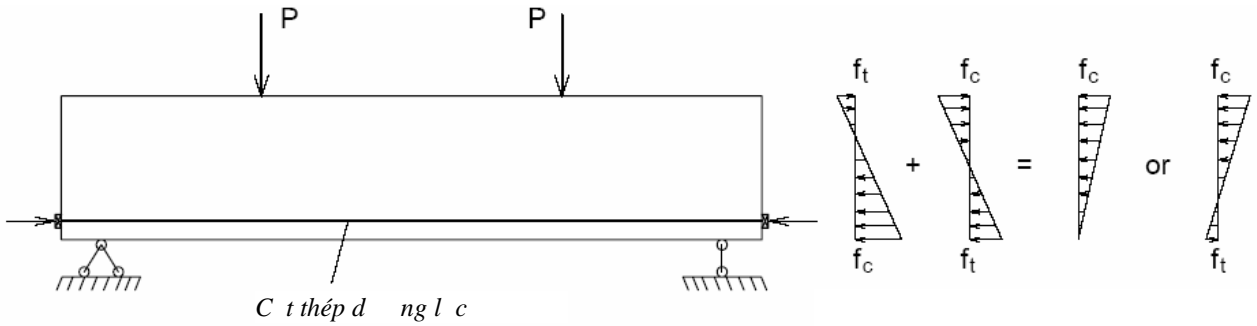
Khi sử dụng BTCT thì người ta thường xuất hiện các nhược điểm:

- Nhiệt độ giãn nở dài của bê tông và cốt thép không bằng nhau.

- Không cho phép sử dụng hợp lý cốt thép cường độ cao. Khi ứng suất trong cốt thép chịu kéo  $f_s = 20-30 \text{ MPa}$  các khe nứt xuất hiện trong bê tông sẽ xuất hiện. Khi dùng thép cường độ cao ứng suất trong cốt thép chịu kéo có thể tới  $1000-1200 \text{ MPa}$  hoặc lớn hơn nữa sẽ làm xuất hiện các khe nứt rất lớn vượt quá khả năng chịu đựng cho phép.

Khuyết điểm khác là trên người ta thường gặp các vết nứt trên dầm đơn (BTCT D - L). Hai nhược điểm trên đều xuất phát từ khả năng chịu kéo kém của bê tông. Trước khi chịu tải hình thành vết nứt người ta thường có vết nứt trong cấu kiện ở trạng thái ứng suất ban đầu ứng với trạng thái ứng suất khi chịu tải, vết nứt có bề rộng ứng suất như hình 1.2 và sẽ phát triển thêm ( $f_{ct}$  nhỏ) hoặc không phát triển ( $f_{ct} = 0$ ).

Khái niệm kết cấu dầm đơn: kết cấu dầm đơn là loại kết cấu mà khi chịu tải chúng người ta thường có trạng thái ứng suất ban đầu ứng với trạng thái ứng suất do tải trọng khi sử dụng như mô men uốn chính của các yếu tố có hình dạng chịu lực của kết cấu do tính chất chịu lực kém của vật liệu.



Hình 1.2 ứng suất trong cấu kiện BTCT đặt ngược

Vì bê tông cốt thép, chủ yếu ứng xử đàn hồi, ứng suất nén trước cho những vùng cắt tại dãn mà sau này dãn tác động cắt trượt khi sử dụng sẽ phát sinh ứng suất kéo. Ứng suất nén trước này có tác động làm giảm hoặc triệt tiêu ứng suất kéo do tải trọng sử dụng sinh ra. Nhờ vậy mà vết nứt trên cấu kiện nhỏ hoặc không có vết nứt.

Ta có thể tạo ra các trạng thái ứng suất ban đầu khác nhau bằng hai cách: Thay đổi vị trí cốt thép trước, thay đổi trục cốt thép trước. Nhờ vậy có thể tạo ra các kết cấu tối ưu về mặt chất lượng công nghệ giá thành.

Ưu điểm của kết cấu BTCTD L so với BTCT hay tác động chính của dãn ngược là:

- Nâng cao giới hạn chịu tải do có tính đàn hồi cao.
- Cho phép sử dụng hợp lý cốt thép cường độ cao, bê tông cường độ cao.
- Cường độ lên nên vững chắc, vết nứt nhỏ hơn so với BTCT thường.
- Chết ít đi do tổn thất nên sức kháng mỏi tốt.
- Nhờ có ứng suất trước mà phạm vi sử dụng của kết cấu bê tông cốt thép lắp ghép, phân

loại mở rộng ra nhiều. Người ta có thể sử dụng biện pháp ngược trục cốt thép để các cấu kiện đúc sẵn có thể lắp ghép với nhau.

Nhược điểm của kết cấu BTCTD L so với BTCT thường là:

- Ngược trục cốt thép không những gây ra ứng suất nén mà còn có thể gây ra ứng suất kéo phía dãn làm cho bê tông có thể bị nứt.

- Chế tạo phức tạp hơn yêu cầu kiểm soát chất lượng kỹ thuật có thể thất bại ngay khi thi công.

## 1.2. CẤU KIỆN CHUNG VÀ CÁC YẾU TỐ VÀ CHỈ SỐ KỸ THUẬT CỦA BÊ TÔNG CỐT THÉP

### 1.2.1. Các chỉ số:

Trong bê tông cốt thép vẫn giữ nguyên quy tắc tạo sao cho hợp lý là rất quan trọng. Hợp lý về mặt chọn vật liệu (Mức bê tông hay cấp bê tông, nhóm thép hay loại thép), hợp lý về chi phí dãn tải dãn và kích thước tiết diện, hợp lý về bố trí cốt thép. Giữ nguyên các liên kết giữa các bộ phận, chủ yếu là pháp bố trí cốt thép xây dựng... , tính có thể thi công được (tính khả thi).

Dãn tải dãn và bố trí cốt thép phụ thuộc vào trạng thái ứng suất trên tiết diện.

Trong cấu kiện chịu uốn trạng thái ứng suất trên tiết diện có vùng kéo có vùng nén thì tiết diện

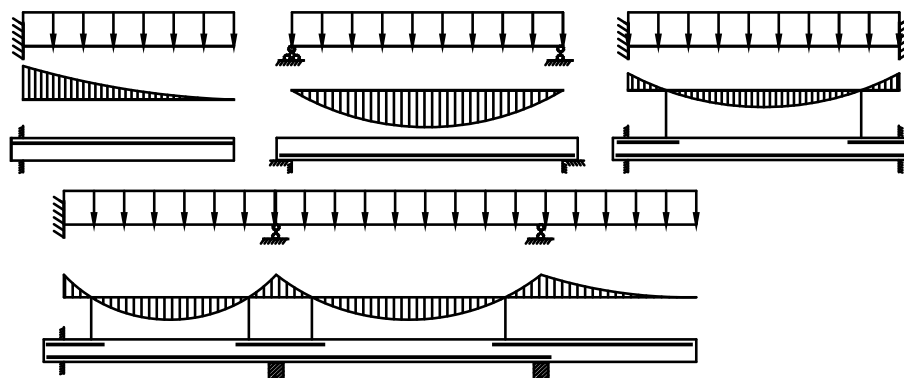
thường có mặt trong vùng nén (như cột T). Vị trí kích thước chủ yếu được trình bày trên hình 1.2. Hình 1.2. Phân bố ứng suất dọc theo trục dọc của các cốt thép khác nhau: vuông, tròn, chữ nhật.

1.2.1.1. Bê tông cốt thép thường:

Cốt thép được bố trí vào trong cấu kiện bê tông cốt thép: chịu ứng suất kéo, chịu ứng suất nén, như các cốt thép khác. Số lượng do tính toán đưa ra nhằm đảm bảo các yêu cầu của tiêu chuẩn.

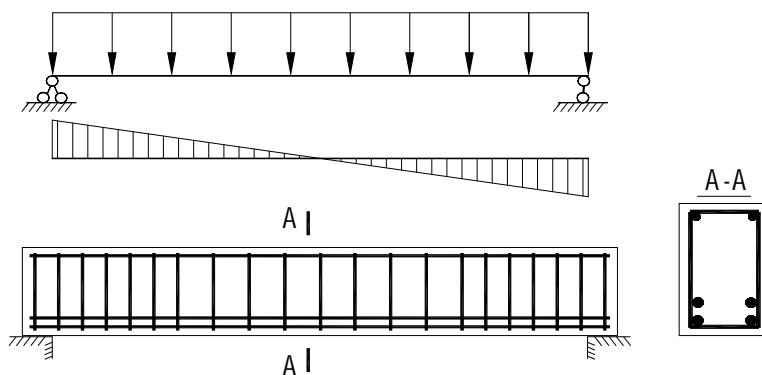
Cốt thép chịu ứng suất kéo do những nguyên nhân gây ra: Mô men uốn, lệch trục, lệch trục, mô men xoắn, v.v.

- Cốt thép chịu kéo do mô men uốn gây ra: Đó là các cốt thép dọc trong vùng chịu kéo của cấu kiện, theo sơ đồ hình 1.3, càng xa trục trung hòa càng tốt.



Hình 1.3 Biểu mô men và cách bố trí cốt thép

- Cốt thép chịu kéo do lệch trục gây ra: Đó là các cốt thép đai (cốt ngang) bố trí theo biểu đồ lệch trục hình 1.4.



Hình 1.4 Biểu lệch trục và cách bố trí cốt đai

- Cốt thép chịu ứng suất nén: Đó là các cốt dọc chịu nén trong dầm, cột, các cốt thép này cùng tham gia chịu nén với bê tông.

- Cốt thép như các cốt thép khác trong thi công.

- Cốt thép kiểm soát nứt bố trí phân bố đều trong các cấu kiện làm nhiệm vụ chịu ứng suất dãn co ngót, thay vì nứt, các cốt dọc và cốt thép ngang là một phần của cốt thép kiểm soát nứt bố trí.

Trong cấu kiện chịu uốn khi chỉ có cốt dọc chịu kéo thì cốt dọc là cốt thép chịu kéo, còn khi có cốt thép dọc chịu kéo và cốt dọc chịu nén thì cốt dọc là cốt thép chịu kéo.

Số bố trí cốt thép trong cấu kiện chịu nén lệch tâm lớn, chịu kéo lệch tâm lớn và giằng nh trong cấu kiện chịu uốn.

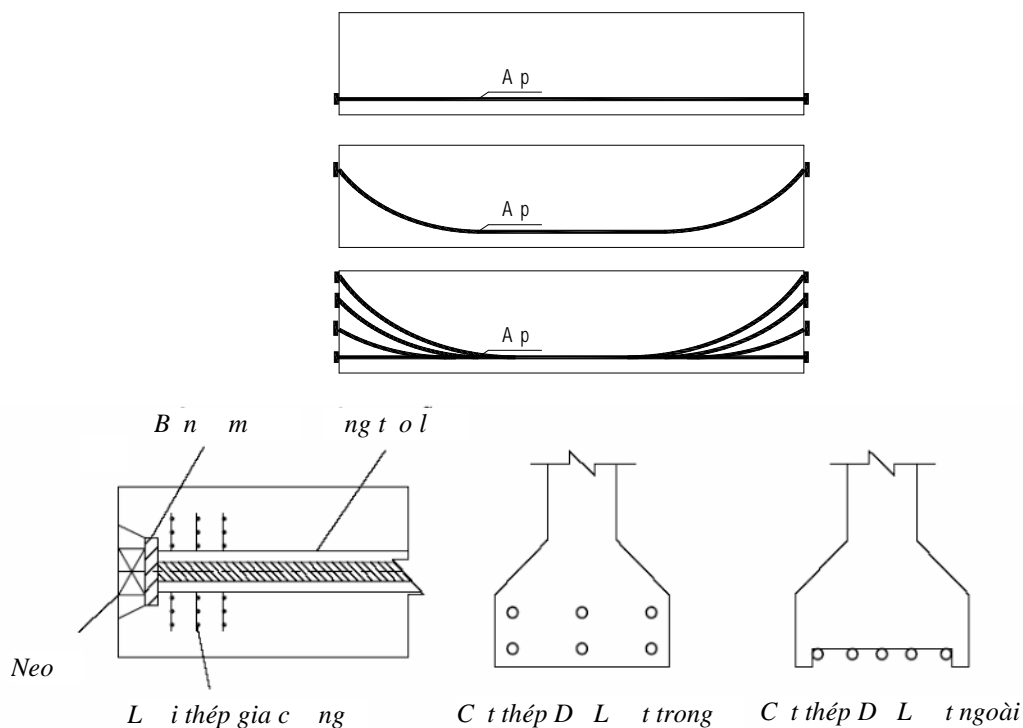
Trong cấu kiện chịu uốn lệch tâm trên tiết diện các cốt thép được bố trí khác nhau. Kích thước tiết diện do tính toán nhằm đảm bảo các yêu cầu độ bền, kỹ thuật, kinh tế và bố trí cốt thép và kỹ thuật thi công.

Ngoài ra cần phải chú ý quy định về độ dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép, khoảng cách giữa các cốt thép. Các quy định này được quy định trong các tiêu chuẩn ngành.

**1.2.1.2. Bê tông cốt thép đơn giản:**

Trong cấu kiện BTCTD có hai loại cốt thép: Cốt thép thẳng (hay cốt thép không kéo căng) và cốt thép dãn lực (cốt thép kéo căng). Cốt thép thẳng làm nhiệm vụ và bố trí giống như cấu kiện bê tông cốt thép thường.

Cốt thép D L có nhiệm vụ tạo ra ứng suất nén trước trong bê tông. Cốt thép dãn lực có thể theo hình dạng cong hoặc công hình chữ nhật và cong, hình 1.5.



Hình 1.5 Số bố trí cốt thép D L

Tích hợp công nghệ có nil cti p tuy n l n nên c n gia c ả ng cho bê tông t i ó b ả ng các l i c t thép gia c ả ng.

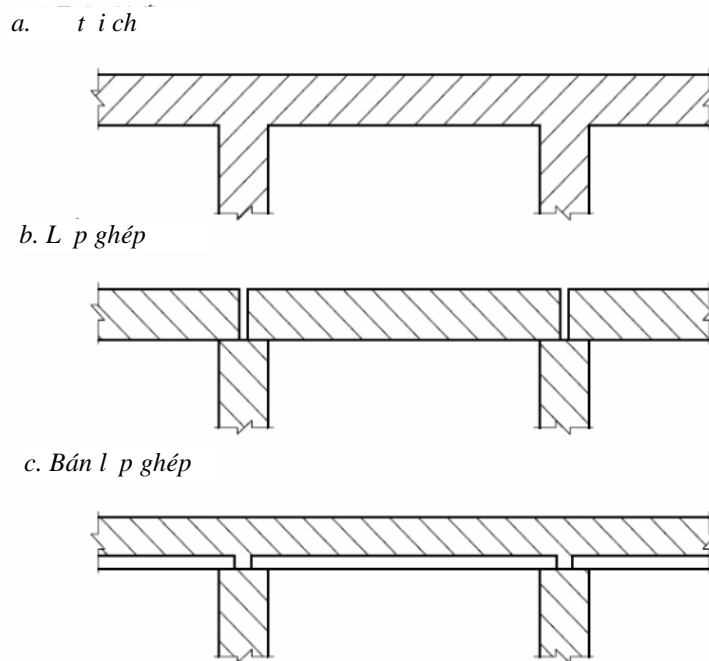
T i u neo liên k t s x u t hiện l c t p trung l n c ả ng c n ph i gia c ả ng cho bê tông t i các v trí này b ả ng các c t thép gia c ả ng h o c b n phân b ả .

**1.2.2. c i m ch t o và phân lo i :**

**1.2.2.1. Phân lo i theo ph ả ng pháp thi công: 3 lo i**

- t i ch (k t c u toàn kh i)

- Lắp ghép
- Bán lắp ghép



Hình 1.6: Các phương pháp thi công

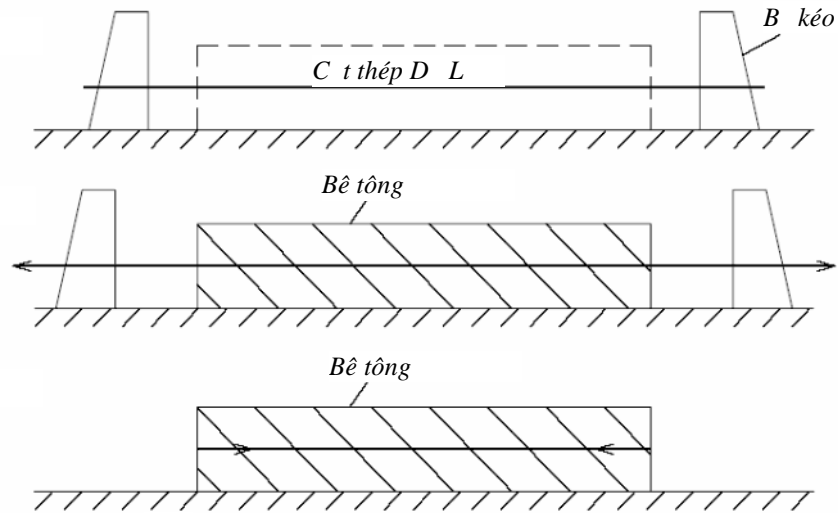
1.2.2.2. Phân loại theo trạng thái ứng suất khi chèn vào và sử dụng:

- Bê tông cốt thép thường
- Bê tông cốt thép dẻo (bê tông ứng suất trước)

1.2.2.3. Phân loại BTCTD L theo phương pháp tạo dựng:

a. Cấu kiện thi công kéo trước (phương pháp cốt thép trên b): Hình 1.6

Cốt thép dẻo lồng vào cốt thép của cột và neo vào bìa còn lại của cột kéo ra với lực kéo N. Dưới tác dụng của tải trọng kéo N cốt thép dẻo kéo trong giới hạn đàn hồi sẽ giãn dài ra một lượng  $\Delta l$  tương ứng với ứng suất kéo thí nghiệm  $\sigma_{tk}$  xuất hiện trong cốt thép. Sau đó ngừng tải và nhấc lên này các cốt thép vào b. Tiếp theo tháo cốt thép thường và bê tông cấu kiện. Khi bê tông cấu kiện có ứng suất nén thì, ngừng tải thì hành buồng cốt thép. Lúc này cốt thép dẻo lồng có xu hướng co lại khôi phục chiều dài ban đầu và sinh ra ứng suất nén trong bê tông.



Hình 1.6 Sơ đồ phương pháp thi công kéo trước

thêm dính bám giữa bê tông và cốt thép D L ngay từ khi dùng cốt thép D L là cốt thép có gân, hoặc cốt thép trơn xoắn li, hoặc cốt m u neo chốt hai u.

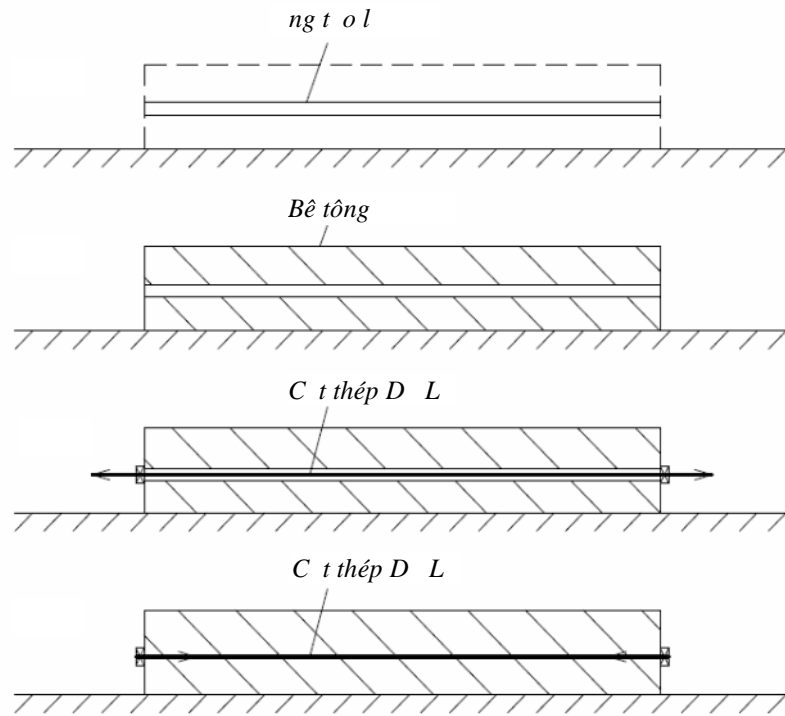
Phương pháp áp dụng: Dùng cho các cấu kiện thẳng có nh p ng n và v a, chốt hai u qu v i các cấu kiện sản xuất hàng loạt x ng.

b. Cấu kiện thi công kéo sau (phương pháp căng cốt thép trong bê tông): Hình 1.7

Trước tiên ngay từ lập d ng ván khuôn, cốt thép thẳng và các ng t o rãnh (trong đó có thể đặt cốt thép D L hoặc lu n sau) bằng tôn, kim hoặc v t li u khác. Sau đó bê tông cấu kiện, khi bê tông cấu kiện c ng ta tiến hành lu n cốt thép và kéo căng n ng suất thi t k. Sau khi căng xong cốt thép D L chốt vào u c u kiện. Thông qua các neo chốt hai u cấp cấu kiện sẽ nén bằng lực kéo căng trong cốt thép. Tiếp ó ngay từ b m v a xi m ng vào trong rãnh b o v cốt thép khi b n mòn và t o ra l c dính bám giữa bê tông v i cốt thép. Nhưng c ng có tr ng h p cốt thép b o v trong rãnh bằng m ch ng g, tr ng h p này c g i là cấu kiện D L không dính bám.

Phương pháp này luôn phải có neo, khi kéo t m t u thì u kia là neo chốt (neo sản m t u nh : neo móc câu, neo ki u múi b i, ki u thông l ng).

Phương pháp áp dụng của phương pháp này: dùng kéo căng các bó s i hoặc dây cáp t theo ng th ng hoặc cong, dùng cho các cấu kiện ch u l c l n nh k t c u c u. Phương pháp này th ng c th c h i n t i công tr ng.



Hình 1.7 S ph ng pháp thi công kéo sau





Figure 1.7: Anchorages provide for the safe introduction of post-tensioning forces into the concrete.

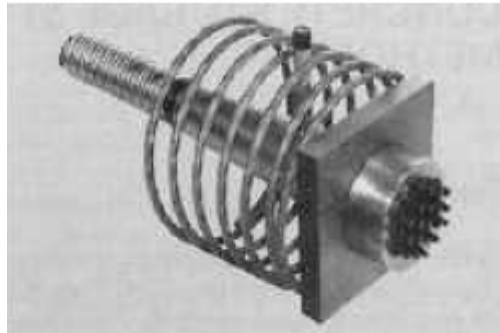


Figure 3: Stressing anchorage VSLtype E



Figure 4: Stressing anchorage VSL type EC

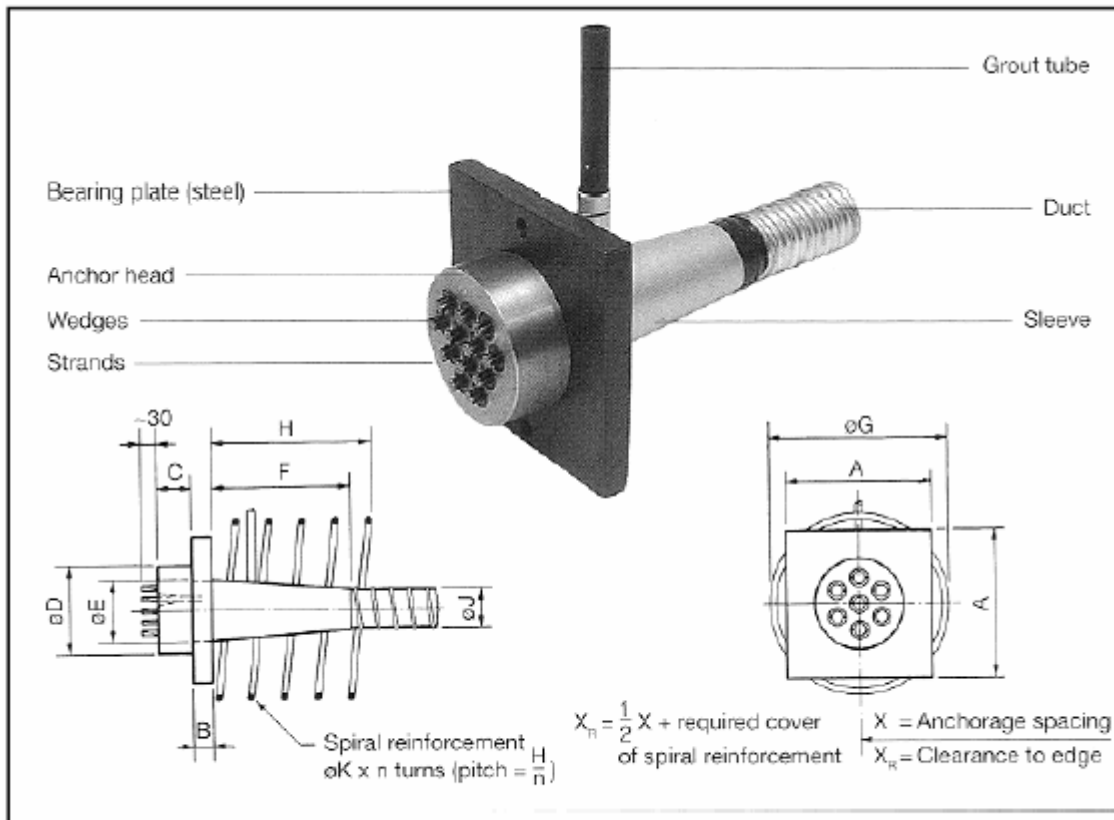


Figure 3.1: The VSL Type E anchorage is a versatile anchorage.

## CHƯƠNG 2: VẬT LIỆU DÙNG TRONG BÊ TÔNG CỐT THÉP

### 2.1 BÊ TÔNG

#### 2.1.1 Thành phần của bê tông tươi

Bê tông là một loại vật liệu nhân tạo gồm kết. Nó là hỗn hợp của các cốt liệu lớn và nhỏ trong vữa xi măng, trộn nên rắn và có hình dạng của ván khuôn. Thành phần của bê tông là các cốt liệu lớn và nhỏ, xi măng pooc-lăng và nước. Nước trong hỗn hợp này đóng vai trò quan trọng tính của bê tông cũng. Trong phần lớn các trường hợp, người kỹ sư cấu trúc bê tông cần phải tính toán độ sụt, độ phân bố, độ ẩm, độ ẩm trên bề mặt, độ ẩm nén mong muốn tại 28 ngày,  $f_c$ . Các tiêu chuẩn khác nhau được cho trong bảng 2.1.

- Cấp bê tông A nói chung được sử dụng để các cấu kiện cấu trúc và các bộ phận của bê tông làm việc trong môi trường bình thường.
- Cấp bê tông B được sử dụng trong móng, bệ móng, thân trụ và các công trình khác.
- Cấp bê tông C được sử dụng trong các chi tiết có bề dày d  $\geq$  100 mm như tay vịn cầu thang và các bộ phận sàn tầng trệt.
- Cấp bê tông P được sử dụng khi cần yêu cầu cường độ  $\geq$  28 MPa. Các bộ phận bê tông đặc biệt, phi chủ yếu, kích thước cốt liệu không vượt quá 20 mm.

Tỷ lệ khối lượng nước/xi măng (N/X) là thông số quan trọng nhất trong bê tông để việc tính toán. Tỷ lệ N/X càng nhỏ thì cường độ càng lớn. Hiện nhiên là, việc giảm tỷ lệ N/X sẽ cho trong hỗn hợp, vì vậy hàm lượng xi măng sẽ làm tăng cường độ. Việc giảm cấp bê tông, lượng xi măng tối thiểu tính bằng  $\text{kg/m}^3$  được quy định rõ. Khi tính lượng xi măng trên mặt cắt thi công này, có thể tính lượng nước và vận chuyển nguyên liệu N/X. Sự tính lượng nước có thể không phải là điều mong muốn vì lượng nước thừa, không cần thiết cho phần ứng dụng hoá học của xi măng và các chất khác, cùng sự bay hơi và gây ra co ngót lớn, làm giảm bền của bê tông. Do vậy, các Tiêu chuẩn này quy định lượng xi măng tối thiểu là  $475 \text{ kg/m}^3$  để hạn chế lượng nước thừa trong hỗn hợp.

Bê tông AE (bê tông bọt) phát huy được bền lâu dài khi làm việc trong các chu kỳ ứng suất - biến dạng và chịu tác động của muối làm tan băng. Sự hiện diện của bọt khí trong bê tông sẽ làm giảm cường độ của bê tông, do vậy phân bố rỗng của bê tông khí sẽ chia nhỏ. Sự phân bố rỗng của bê tông này trong bê tông ứng dụng các công trình lớn và làm giảm độ bền của bê tông cốt thép.

Thời gian chờ đợi của bê tông là bền lâu dài và chịu được tải, nên phải hạn chế hàm lượng nước, điều này có thể gây ra vận chuyển tính công tác và lượng nước thừa trong ván khuôn. Các chi tiết tính công tác của hỗn hợp bê tông mà không phải tính lượng nước, người ta đưa vào các phụ gia hoá học. Các phụ gia này có thể là phụ gia giảm nước (phụ gia siêu dẻo), rất có hiệu quả trong việc giảm thiểu tính của bê tông tươi và bê tông đã đông cứng. Các phụ gia này phải được sử dụng rất thận trọng và nhất thiết phải có chỉ dẫn của nhà sản xuất vì chúng có thể có những ảnh hưởng không mong muốn như làm rút ngắn thời gian đông kết. Các thí nghiệm trong phòng

phần thực hiện xác minh các thuộc tính của bê tông cốt và bê tông cốt khi sử dụng hình thức kiểm tra cho vật liệu cấu tạo.

Bảng 2.1 Các chỉ số kỹ thuật của bê tông theo cấp

Cấp bê tông	Lượng xi măng tính theo	Tỷ lệ nước/xi măng (l/n)	Chỉ số khí	Kích thước cốt liều theo AASHTO M43	Cường chịu nén 28 ngày
	kg/m <sup>3</sup>	kg/kg	%	Kích thước vuông sàng (mm)	MPa
A	362	0,49	-	25 và 4,75	28
A (AE)	362	0,45	6,0 ± 1,5	25 và 4,75	28
B	307	0,58	5,0 ± 1,5	50 và 4,75	17
B (AE)	307	0,55	-	50 và 4,75	17
C	390	0,49	7,0 ± 1,5	12,5 và 4,75	28
C (CE)	390	0,45	-	12,5 và 4,75	28
P	334	0,49	Quy định riêng	25 và 4,75 hoặc 19 và 4,75	Quy định riêng
S	390	0,58	Quy định riêng	25 và 4,75	Quy định riêng
Yêu cầu thực tế	334	Quy định trong hồ sơ kỹ thuật			

**2.1.2 Các thuộc tính kỹ thuật của bê tông cốt**

Các thuộc tính của bê tông cốt xác định một cách nghiêm ngặt thí nghiệm phản ánh sự làm việc của bê tông cốt vì các thí nghiệm này thường thực hiện trong vòng vài phút, trong khi thời gian tác động lên bê tông trong kết cấu là nhiều tháng, thậm chí nhiều năm. Các thuộc tính kỹ thuật này rất hữu dụng trong đánh giá chất lượng của bê tông và sự làm việc của bê tông cốt nhồi đổ tại chỗ. Tuy nhiên, những thuộc tính này phần lớn chỉ đúng khi chúng được sử dụng để đánh giá sự làm việc dài hạn của bê tông cốt nhồi đổ tại chỗ lâu dài như trường hợp bê tông cốt nhồi đổ bê tông và lan can.

Bê tông cốt trung bình thường: Bê tông cốt trung bình có trọng lượng 2150 và 2500 kg/m<sup>3</sup>

Bê tông cốt thực tế: Bê tông cốt thực tế phần lớn và có trọng lượng khi khô không vượt quá 1925 kg/m<sup>3</sup>

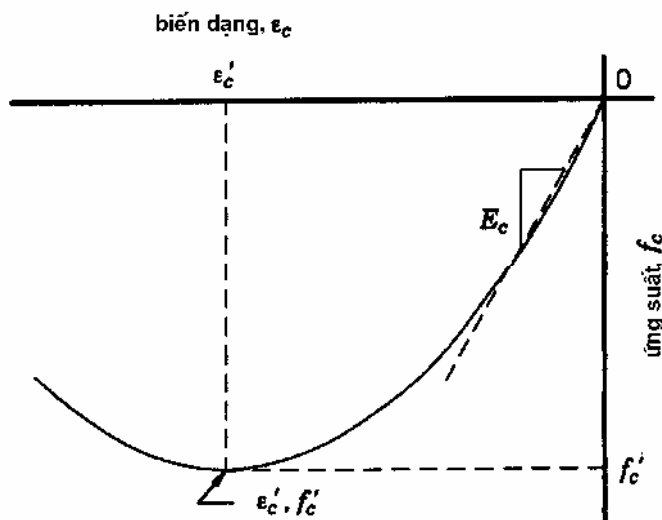
**2.1.2.1. Cường độ chịu nén**

Cường độ chịu nén của bê tông ( $f'_c$ ) tại 28 ngày thường xác định bằng thí nghiệm phá hoại mẫu thử hình trụ có đường kính 150 mm, chiều cao 300 mm để tác động của tải trọng trục. Hình 2.1 biểu diễn sơ đồ công nghệ suất-biến dạng của mẫu thử hình trụ khi chịu nén trục không có kim chèn (không có cốt thép biến dạng ngang). Biến dạng tối thiểu suất nén  $f'_c$  x p x

bằng 0,002 và biến dạng có thể lớn nhất vào khoảng 0,003. Mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của bê tông có cường độ nén ban đầu 40 MPa có dạng như hình 2.1 như sau:

$$f_c = f'_c \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

trong đó  $f_c$  là ứng suất chịu nén tại biến dạng  $\epsilon_c$ ,  $f'_c$  là ứng suất thí nghiệm khi trục và  $\epsilon'_c$  là biến dạng ứng suất  $f'_c$ . Quy chuẩn này là ứng suất nén và biến dạng nén mang giá trị âm.



Hình 2.1: Đồ thị ứng suất - biến dạng parabol của bê tông nén không có kim cương

Mô hình này được áp dụng cho bê tông trong AASHTO để đánh giá ứng suất thiết kế thông qua ứng suất chịu nén có ứng suất bằng  $0,4f'_c$ . Mô đun đàn hồi  $E_c$  (tính bằng MPa) này được biểu diễn trên hình 2.1 và được tính bằng hàm số sau:

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2.2)$$

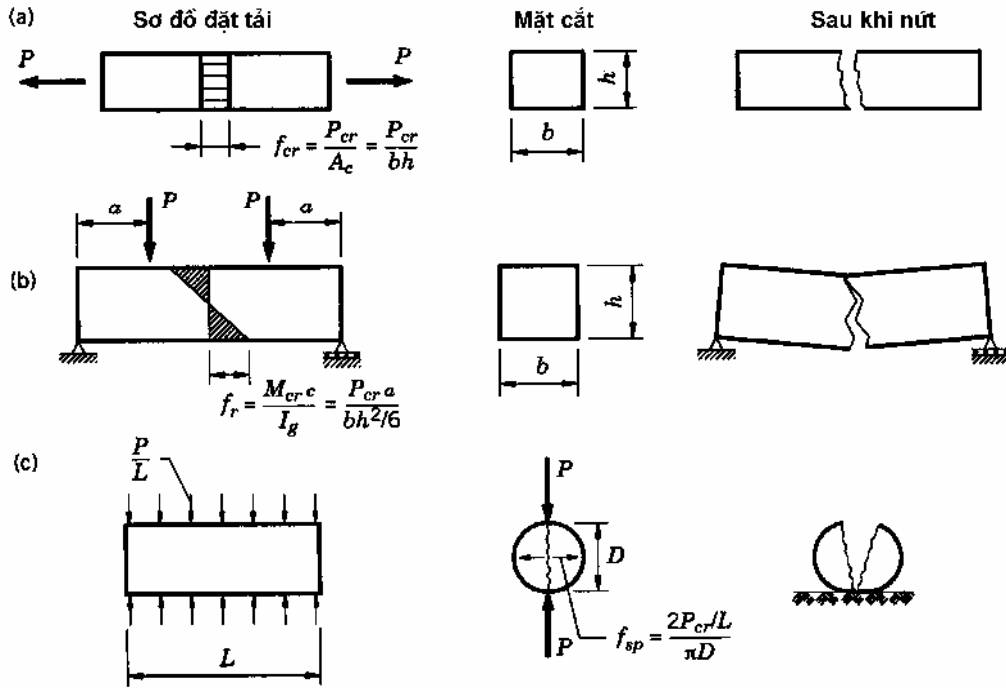
trong đó  $\gamma_c$  là khối lượng riêng của bê tông tính bằng  $\text{kg/m}^3$  và  $f'_c$  là giá trị ứng suất chịu nén danh nghĩa của bê tông tính bằng MPa. Với  $\gamma_c = 2300 \text{ kg/m}^3$  và  $f'_c = 28 \text{ MPa}$ ,

$$E_c = 0,043 \cdot (2300)^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c} = 4800 \cdot \sqrt{f'_c} = 4800 \cdot \sqrt{28} = 25 \text{ GPa}$$

Trong AASHTO, ứng suất chịu nén tại 28 ngày thí nghiệm là 16 MPa để khuyến cáo ứng suất thiết kế các thành phần cấu kiện và ứng suất chịu nén tối đa quy định là 70 MPa, trừ khi có kết quả thí nghiệm bổ sung. Các thành phần cấu kiện có ứng suất chịu nén tại 28 ngày thí nghiệm là 28 MPa thì cần bổ sung thích hợp.

### 2.1.2.2. Cường độ chịu kéo

Cường độ chịu kéo của bê tông có thể đo trực tiếp hoặc gián tiếp. Thí nghiệm kéo trực tiếp [hình 2.2(a)] được sử dụng để xác định cường độ của bê tông, đòi hỏi phải có thiết bị thí nghiệm chuyên dụng. Thông thường, người ta tiến hành các thí nghiệm gián tiếp như thí nghiệm phá hoại đĩa và thí nghiệm chèn khe. Các thí nghiệm này được mô tả trên hình 2.2.



Hình 2.2 Thí nghiệm kéo bê tông trục tỉ p và gián tỉ p

a. Thí nghiệm kéo trục tỉ p; b. Thí nghiệm phá hoại d m; c. Thí nghiệm ch kh i tr

Thí nghiệm phá hoại d m [hình 2.2(b)] o c ng ch u kéo khi u n c a bê tông v i m t d m bê tông gi n n ch u l c nh trên hình v . ng su t kéo u n này c ký hi u là  $f_r$  và c xác nh nh sau:

- i v i bê tông có t tr ng thông th ng:  $f_r = 0,63\sqrt{f'_c}$  (2.3)
- i v i bê tông cát t tr ng th p:  $f_r = 0,52\sqrt{f'_c}$
- i v i bê tông t tr ng th p các lo i:  $f_r = 0,45\sqrt{f'_c}$

Trong ó:  $f_r$ : Cường độ chịu kéo khi uốn

$f'_c$ : Giá trị tuy t i c a c ng ch u nén kh i tr c a bê tông (MPa).

Trong thí nghiệm ch kh i tr [hình 2.2(c)], kh i tr tiêu chu n c t n m và ch u t i tr ng ng phân b u. ng su t kéo g n nh u xu th i n vuông góc v i ng su t nén sinh ra b i t i tr ng ng. Khi các ng su t kéo này t t i gi i h n c ng , kh i tr b ch làm ôi d c theo m t ch u t i. Theo m t lý thuy t v s làm vi c àn h i (Timoshenko và Goodier, 1951), công th c tính ng su t kéo ch  $f_{sp}$  c a ra nh sau:

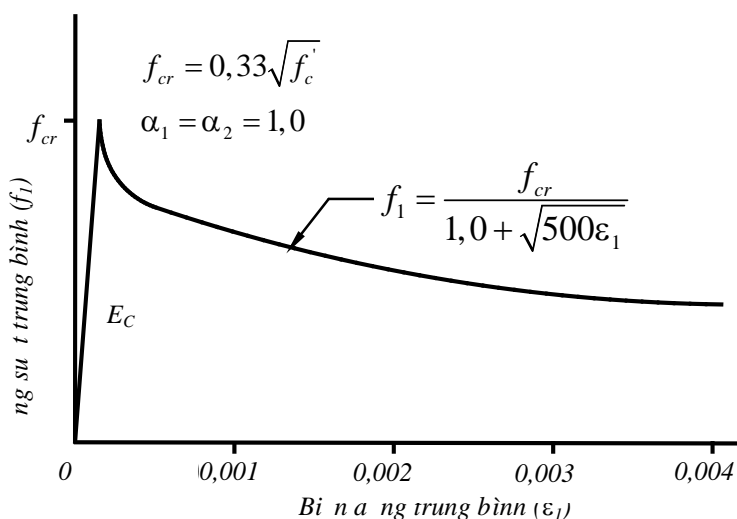
$$f_{sp} = \frac{2P_{cr} / L}{\pi D} \quad (2.4)$$

trong ó  $P_{cr}$  là toàn b t i tr ng gây ch kh i tr ,  $L$  là chi u dài c a kh i tr và  $D$  là ng kính c a kh i tr .

C hai giá trị ứng suất kéo uốn ( $f_r$ ) và ứng suất kéo ch (  $f_s$  ) được xác định nhân số v i ứng suất kéo d c tr c ( $f_{cr}$ ) được xác định trong thí nghiệm kéo tr c ti p [hình 2.2(a)]. Các tác giả Collins và Mitchell (1991) và Hsu (1993) đã ra công thức xác định ứng suất kéo tr c ti p  $f_{cr}$  như sau:

$$f_{cr} = 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} \quad (2.5)$$

ứng cong ứng suất bị d ng kéo tr c ti p ( hình 2.3) giả thuyết tuyến tính cho ứng suất  $f_{cr}$  có cùng d c  $E_c$  như trong ph ng trình (2.2). Sau khi n t, n u có c t thép, ứng suất kéo giảm nh ng không v không, n i liên k t g a các h t còn t n t i và có th truy n l c kéo qua v t n t. Hình t ng này r t quan tr ng khi d tính ứng suất kéo trong c t thép và s c kháng c t c a d m BTCT.



Hình 2.3 : ứng suất trung bình theo biến dạng trung bình của bê tông ch u kéo

Collins và Mitchell (1991) đã cho biểu thức sau đây về ứng cong ứng suất bị d ng kéo tr c ti p trên hình 2.3:

Nhánh i lên: ( $\epsilon_1 \leq \epsilon_{cr} = f_{cr}/E_c$ )

$$f_1 = E_c \epsilon_1$$

Trong đó  $f_1$  là ứng suất kéo trung bình và  $\epsilon_1$  là biến dạng kéo trung bình của bê tông.

Nhánh xu ng: ( $\epsilon_1 > \epsilon_{cr}$ )

$$f_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_1}}$$

Trong đó:  $\alpha_1$  Là hệ số xét đến trung điểm kết cấu c t thép:

$\alpha_1 = 1,0$  cho c t thép có g

$\alpha_1 = 0,70$  cho c t thép tròn trơn, s i và tạo thép có d i nh b m

$\alpha_1 = 0$  cho c t thép không d i nh b m

$\alpha_2$  - Hệ số xét đến vị trí thanh xuyên hay l p

$\alpha_2 = 1,0$  i v i t i ng nh n

$\alpha_2 = 0,70$  v i t i th ng xuyên ho c t i tr ng l p.

Nếu không có cốt thép sẽ không có nhánh xu hướng, và ứng suất kéo của bê tông sau nứt bằng không. Tuy nhiên nếu bê tông có dính bám với cốt thép, ứng suất kéo của bê tông còn tồn tại. Mặt lain đưa cho thấy rõ tính chất của BTCT khác bê tông.

Mô đun đàn hồi của bê tông khi chịu kéo có thể coi như khi chịu nén.

### 2.1.2.3. Hệ số giãn nở nhiệt

Hệ số giãn nở nhiệt nên xác định bằng thí nghiệm trong phòng theo loại bê tông có cấp phối được đem dùng.

Trong trường hợp thiếu các số liệu chính xác, hệ số giãn nở nhiệt có thể lấy như sau:

Bê tông có tỉ trọng thông thường:  $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , và

Bê tông có tỉ trọng thấp:  $9,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

### 2.1.2.4. Hệ số Poisson

Trong trường hợp có xác định bằng thí nghiệm vật lý, hệ số Poisson có thể lấy bằng 0,2. Đối với cấu kiện cho phép xuất hiện nứt, có thể không xét đến hiệu ứng Poisson.

## 2.1.3 Các thuộc tính dài hạn của bê tông cứng

### 2.1.3.1. Cường độ chịu nén của bê tông tuổi cao

Nói chung, cường độ chịu nén của bê tông tăng theo tuổi của nó. Có các phương pháp không phá hủy xác định cường độ chịu nén, thông qua việc xác định trực tiếp mô đun đàn hồi và tính năng cốt lõi tìm cường độ chịu nén. Theo một phương pháp khác, người ta đo vận tốc truyền sóng siêu âm, viên bi này sẽ được kích thích đưa vào vận tốc truyền sóng siêu âm chịu nén.

### 2.1.3.2. Co ngót của bê tông

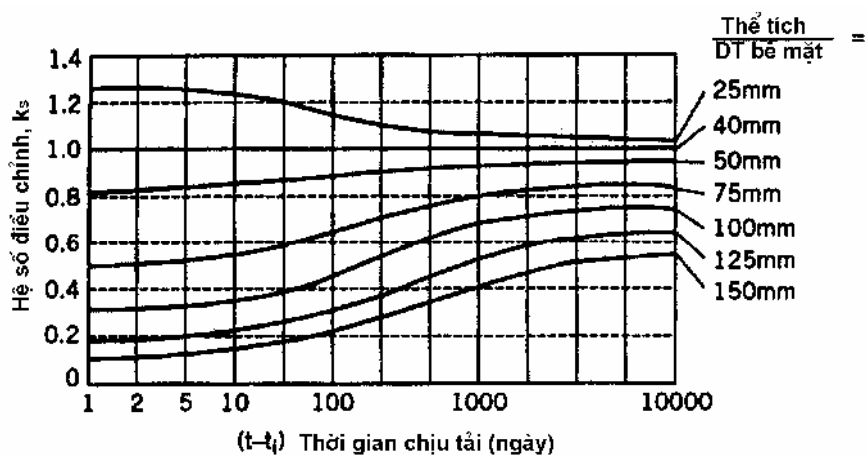
Co ngót của bê tông là sự giảm thể tích do nhiệt độ không đổi do mất nước sau khi bê tông đã đông cứng. Sự thay đổi thể tích theo thời gian này phụ thuộc vào hàm lượng nước của bê tông tươi, vào loại xi măng và cốt liệu sử dụng, vào điều kiện môi trường (nhiệt độ, ẩm và tốc độ gió) tại thời điểm bê tông, vào quá trình bảo dưỡng, vào khối lượng cốt thép và vào tốc độ gia tăng thể tích và biến dạng biến đổi. Trong AASHTO, một biểu thức thực nghiệm của xây dựng bởi Collins và Mitchell (1991) sử dụng ảnh hưởng biến dạng co ngót  $\epsilon_{sh}$  dựa trên thời gian khô, độ ẩm và tốc độ gia tăng thể tích và biến dạng biến đổi.

$$\epsilon_{sh} = -k_s \cdot k_h \cdot \left( \frac{t}{35+t} \right) \cdot 0,51 \cdot 10^{-3} \quad (2.6)$$

trong đó  $t$  là thời gian khô tính bằng ngày,  $k_s$  là một hệ số kích thước có thể tra từ hình 2.3 và  $k_h$  là hệ số độ ẩm có thể lấy theo bảng 2.2.

$$k_c = \left[ \frac{26^{0,0142(V/S)} + t}{45+t} \right] \left[ \frac{1,80 + 1,77e^{-0,0213(V/S)}}{2,587} \right] \quad (2.7)$$





Hình 2.3: Hệ số điều chỉnh,  $k_s$  theo thời gian chịu tải (ngày) và độ dày tấm

Bảng 2.2: Hệ số  $k_h$  theo độ ẩm trung bình của môi trường  $H$  (%)

Độ ẩm trung bình của môi trường $H$ (%)	$k_h$
40	1,43
50	1,29
60	1,14
70	1,00
80	0,86
90	0,43
100	0,00

Ví dụ 2.1

Hãy xác định biến dạng co ngót trong một bản bê tông cốt thép dày 200 mm và một dầm bê tông cốt thép làm khô trong không khí có độ ẩm trung bình 70%. Tính giá trị hệ số điều chỉnh và diện tích bề mặt hiệu dụng  $A_{ef}$  của dầm có diện tích bề mặt là

$$\frac{\text{thể tích}}{\text{diện tích bề mặt}} = \frac{200(1)(1)}{2(1)(1)} = 100 \text{ mm}$$

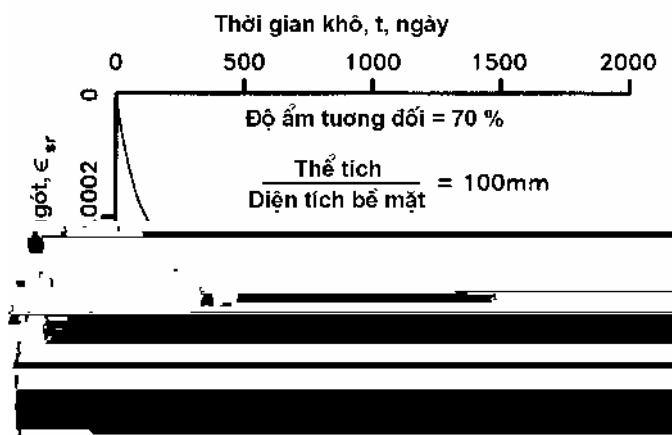
Trong hình 2.3 với thời gian  $t = 5$  năm ( $\approx 2000$  ngày),  $k_s = 0,73$ , và từ bảng 2.2 với độ ẩm  $H = 70\%$  ta có  $k_h = 1,0$ . Thay vào công thức 2.6 ta có kết quả như sau:

$$\epsilon_{sh} = -(0,73) \cdot (1,0) \cdot \left( \frac{2000}{35 + 2000} \right) \cdot 0,51 \cdot 10^{-3} = -0,00037$$

trong đó, dấu âm biểu thị sự co ngót.

Số liệu của biến dạng co ngót được đưa vào thời gian khô trong các điều kiện này được biểu diễn trên hình 2.4. Vì công thức thực nghiệm này không bao gồm tất cả các yếu tố ảnh hưởng đến co ngót,

AASHTO chú thích rằng, các kết quả có thể tăng giảm khoảng 50% và có một số kết quả có thể lên đến -0,0008. Ngay cả khi các giá trị này không chính xác thì xu hướng tăng giảm của một khi thời gian khô tăng lên vẫn đúng. Khi không có các thông số trung bình về bê tông và các điều kiện thí nghiệm, AASHTO khuyến cáo sử dụng các giá trị bình đẳng có một là -0,0002 sau 28 ngày và -0,0005 sau 1 năm khô.



Hình 2.4: Biến dạng co một theo thời gian. Ví dụ 2.1.

### 2.1.2.3. Tính biến dạng bê tông

Tính biến dạng trong bê tông có thể thay đổi theo thời gian tùy thuộc vào vùng của độ ẩm và các điều kiện môi trường xung quanh. Sự thay đổi biến dạng theo thời gian có thể phụ thuộc vào các nhân tố có ảnh hưởng tới biến dạng co một, ngoài ra còn phụ thuộc vào độ ẩm và thời gian tính toán của độ ẩm nén, các điều kiện nén của bê tông và tuổi của bê tông khi bắt đầu tính toán biến dạng. Biến dạng tính toán bằng tích số của biến dạng nén ban đầu do tính toán xung quanh  $\epsilon_{ci}$  và hệ số biến dạng  $\Psi$ :

$$\epsilon_{CR}(t, t_i) = \Psi(t, t_i) \cdot \epsilon_{ci} \quad (2.8)$$

trong đó  $t$  là tuổi của bê tông tính bằng ngày kể từ khi đổ bê tông và  $t_i$  là tuổi của bê tông tính bằng ngày kể từ khi tính toán xung quanh tác động. AASHTO sử dụng một công thức thực nghiệm xác định hệ số biến dạng, được xây dựng bởi Collins và Mitchell (1991), như sau:

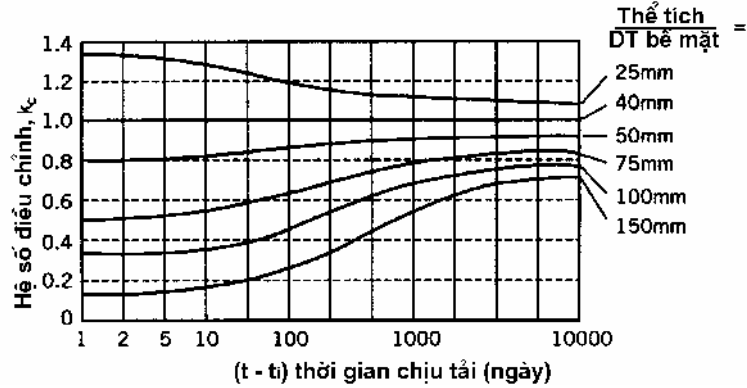
$$\Psi(t, t_i) = 3,5 k_c k_f \left( 1,58 - \frac{H}{120} \right) t_i^{-0,118} \left[ \frac{(t-t_i)^{0,6}}{10 + (t-t_i)^{0,6}} \right] \quad (2.9)$$

trong đó  $H$  là độ ẩm tương đối (%),  $k_c$  là một hệ số hiệu chỉnh ảnh hưởng của các điều kiện thí nghiệm và điều kiện môi trường, được lấy theo hình 2.5 và

$$k_f = \frac{62}{42 + f'_c} \quad (2.10)$$

đây,  $f'_c$  là giá trị cường độ nén của bê tông (MPa) tại 28 ngày.

$$k_c = \left[ \frac{26^{\frac{t}{0,0142(V/S)} + t}}{45 + t} \right] \left[ \frac{1,80 + 1,77e^{-0,0213(V/S)}}{2,587} \right] \quad (2.11)$$



Hình 2.5: Hệ số điều chỉnh  $k_c$  theo thời gian chịu tải và bề dày lớp bê tông

Ví dụ 2.2

Hãy xác định biến dạng t biến trong bê tông cầu ví dụ 2.1 sau một năm nếu suất nén do tải trọng dài hạn là 10 MPa, cường độ chịu nén 28 ngày là 31 MPa và  $t_i = 15$  ngày. Mô hình ảnh hưởng theo công thức 2.2 là

$$E_c = 0,043(2300)^{1,5} \sqrt{31} = 26,4 \text{ GPa}$$

và biến dạng nén tức thời tính như sau

$$\varepsilon_{ci} = \frac{f_{cu}}{E_c} = \frac{-10}{26400} = -0,00038$$

Với bề dày lớp bê tông/đường kính ống 100 mm và  $(t - t_i) = (365 - 15) = 350$  ngày, hình 2.5 cho thấy hệ số điều chỉnh  $k_c = 0,68$ . Hệ số cường độ bê tông  $k_f$  tính theo biểu thức 2.10 như sau:

$$k_f = \frac{62 + 42}{31} = 0,85$$

Hệ số t biến trong môi trường có độ ẩm  $H = 70\%$  tính theo biểu thức 8.9:

$$\Psi(365;15) = 3,5(0,68)(0,85) \left( 1,58 - \frac{70}{120} \right) 15^{-0,118} \frac{350^{0,6}}{10 + 350^{0,6}} = 1,13$$

Vậy, biến dạng t biến sau một năm có thể xác định theo biểu thức 2.8 như sau:

$$\varepsilon_{CR}(365;15) = 1,13(-0,00038) = -0,00043$$

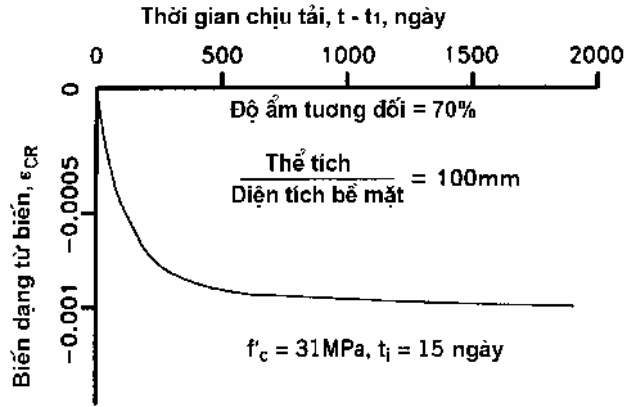
Biến dạng này có thể lớn hơn hoặc nhỏ hơn so với biến dạng co ngót. Đây, vì các xác định này có thể sai lệch tới  $\pm 50\%$ . Với cùng các điều kiện như ví dụ này, sự thay đổi ảnh hưởng biến dạng nén theo thời gian sau khi tải trọng dài hạn có biểu diễn trên hình 2.6. Biến dạng nén toàn phần  $\varepsilon_c(t, t_i)$  là tổng của biến dạng ảnh hưởng tức thời và biến dạng t biến, trong đó ảnh hưởng của biến dạng ngấm thấm theo thời gian. Biến dạng t biến có thể tính như sau:

$$\varepsilon_c(t, t_i) = \varepsilon_{ci} + \varepsilon_{CR}(t, t_i) = [1 + \Psi(t, t_i)] \varepsilon_{ci} \quad (2.12)$$

Trong ví dụ này, biến dạng nén tổng cộng sau  $m$  tháng là

$$\varepsilon_c(365; 15) = (1 + 1,13)(-0,00038) = -0,00081$$

hai lần số biến dạng ban đầu.



Hình 2.6: Biến dạng từ biến theo thời gian. Ví dụ 2.2.

Cũng có thể làm giảm biến dạng từ biến bằng các biện pháp như làm giảm cường độ, tức là giảm thành phần cốt thép trong hỗn hợp bê tông và giảm chiều dài cốt thép. Biến dạng từ biến cũng có thể giảm bớt nhờ vị trí cốt thép vùng chịu nén vì phần cốt thép chịu nén mà cốt thép chịu không liên quan tới biến dạng. Trường hợp cốt thép dài hạn tác động tới bê tông lâu, biến dạng từ biến sẽ giảm đi do bê tông trở nên khô hơn và biến dạng ít hơn. Điều này được phản ánh trong biểu thức 2.9, đây là giá trị của  $t_i$  và vị trí cốt thép cho  $t$  làm giảm hệ số từ biến  $\Psi(t, t_i)$ .

Cuối cùng, không phải tất cả các hình thức của biến dạng từ biến đều là có hại. Khi có sự lún khác nhau xảy ra trong mặt cầu BTCT, việc tính toán biến dạng bê tông làm cho ứng suất trong các cấu kiện giảm rõ rệt so với giá trị dự đoán bằng phân tích ban đầu.

#### 2.1.3.4. Mô đun đàn hồi hiệu dụng dài hạn

Trong tính toán về ứng suất biến dạng do từ biến dài hạn, mô đun đàn hồi dài hạn chỉ tính  $E_{c,LT}$  có thể nhận dạng như sau:

$$E_{c,LT} = \frac{f_{ci}}{[1 + \Psi(t, t_i)] \varepsilon_i} = \frac{E_{ci}}{1 + \Psi(t, t_i)}$$

trong đó,  $E_{ci}$  là mô đun đàn hồi tức thời tại  $t_i$ . Giá trị cường độ  $E_{ci}$  có thể biểu diễn bằng mô đun đàn hồi  $E_c$  tại biểu thức 2.2 thì ta có:

$$E_{c,LT} = \frac{E_c}{1 + \Psi(t, t_i)} \quad (2.13)$$

Khi tính các cấu kiện mặt cầu thép thành các cấu kiện bê tông và các TTGH sử dụng, người ta dùng các mô đun  $n$ , nhận dạng như sau:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.14)$$

Tỉ số mô đun dài hạn  $n_{LT}$  và tỉ trọng thép xuyên có thể tính như sau, giả thiết rằng cốt thép không có tỉ lệ biến:

$$n_{LT} = \frac{E_s}{E_{c,LT}} = n [1 + \Psi(t, t_i)] \quad (2.15)$$

### Ví dụ 2.3

Trong các điều kiện của ví dụ 2.2, hãy xác định hệ số mô đun dài hạn  $n_{LT}$  với  $t = 5$  năm.

Theo hình 2.5, với  $t - t_i = 5 \cdot (365) - 15 = 1810$  ngày, ta có  $k_c = 0,75$ . Ta có:

$$\Psi(1825; 15) = 3,5(0,75)(0,85) \left( 1,58 - \frac{70}{120} \right) 15^{-0,118} \frac{1810^{0,6}}{10 + 1810^{0,6}} = 1,45$$

và  $n_{LT} = 2,45n$

## 2.2 CỐT THÉP

Cốt thép cốt trong cấu kiện bê tông có thể phát huy tác dụng lớn nhất. Cốt thép thường có tính năng chịu kéo, tuy nhiên nó cũng có bố trí chịu nén. TTGH về cốt trong dầm, bố trí cốt thép dọc và cốt thép ngang chịu suất kéo xiên.

S làm việc của cốt thép không đồng nhất theo chiều dọc của trục quan trọng suất - biến dạng với các thanh cốt thép trên. S làm việc của cốt thép đồng nhất là khác nhau với bố cấp có dính bám và không có dính bám, vì vậy khi nghiên cứu ta phải xem xét liên quan đến cốt thép không đồng nhất của bao bọc bê tông.

### 2.2.1 Cốt thép không đồng nhất

Các ứng dụng của suất - biến dạng trong hình với cốt thép trên có biểu diễn trên hình 2.7 với các cấp cốt thép 280, 420 và 520. S làm việc của cốt thép trên có thể chia thành ba giai đoạn, ảnh hưởng của ứng suất biến dạng. Ở ảnh AB của biểu đồ ứng suất - biến dạng với mô đun ảnh hưởng không đổi  $E_s = 200\,000$  MPa cho tới giới hạn biến dạng ảnh hưởng  $\epsilon_y = f_y / E_s$ . Ở ảnh BC cốt thép biến dạng theo suất không đổi  $f_y$  cho tới lúc bắt đầu ứng suất dài của thanh thép là theo tính toán và phân bố với các cấp cốt thép khác nhau. Ở ảnh ứng suất biến dạng CDE bắt đầu biến dạng  $\epsilon_h$  và tới ứng suất lớn nhất  $f_u$  và biến dạng  $\epsilon_u$  trước khi giảm xuống biến dạng phá hoại  $\epsilon_b$ . Ba ảnh của ứng dụng của suất - biến dạng với cốt thép trên có thể mô tả các trục quan trọng sau

ở ảnh AB

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s \quad 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y \quad (2.16)$$

ở ảnh BC

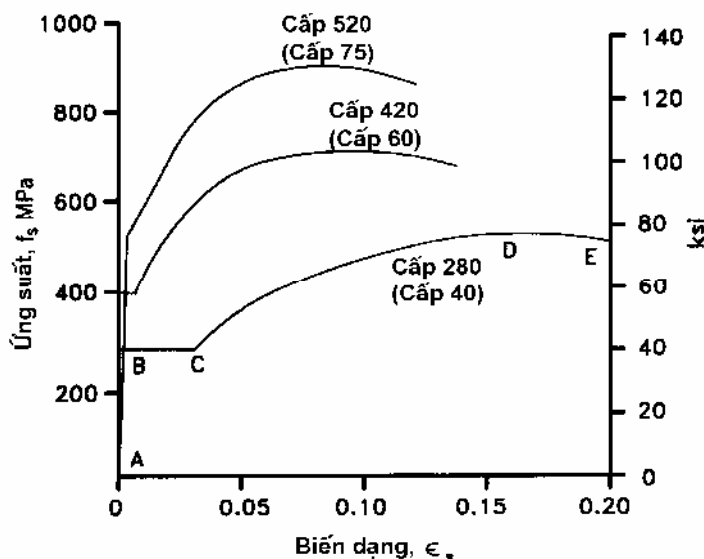
$$f_s = f_y \quad \epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_h \quad (2.17)$$

ở ảnh ứng suất biến dạng CDE

$$f_s = f_y \left[ 1 + \frac{\epsilon_s - \epsilon_h}{\epsilon_u - \epsilon_h} \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \exp \left( 1 - \frac{\epsilon_s - \epsilon_h}{\epsilon_u - \epsilon_h} \right) \right] \quad \epsilon_h \leq \epsilon_s \leq \epsilon_b \quad (2.18)$$

Bảng 2.3: Các giá trị giới hạn danh nghĩa trong công thức biến dạng của cốt thép thanh

$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$\epsilon_y$	$\epsilon_h$	$\epsilon_u$	$\epsilon_b$
280	550	0,00138	0,0230	0,140	0,200
420	730	0,00207	0,0060	0,087	0,136
520	900	0,00259	0,0027	0,073	0,115



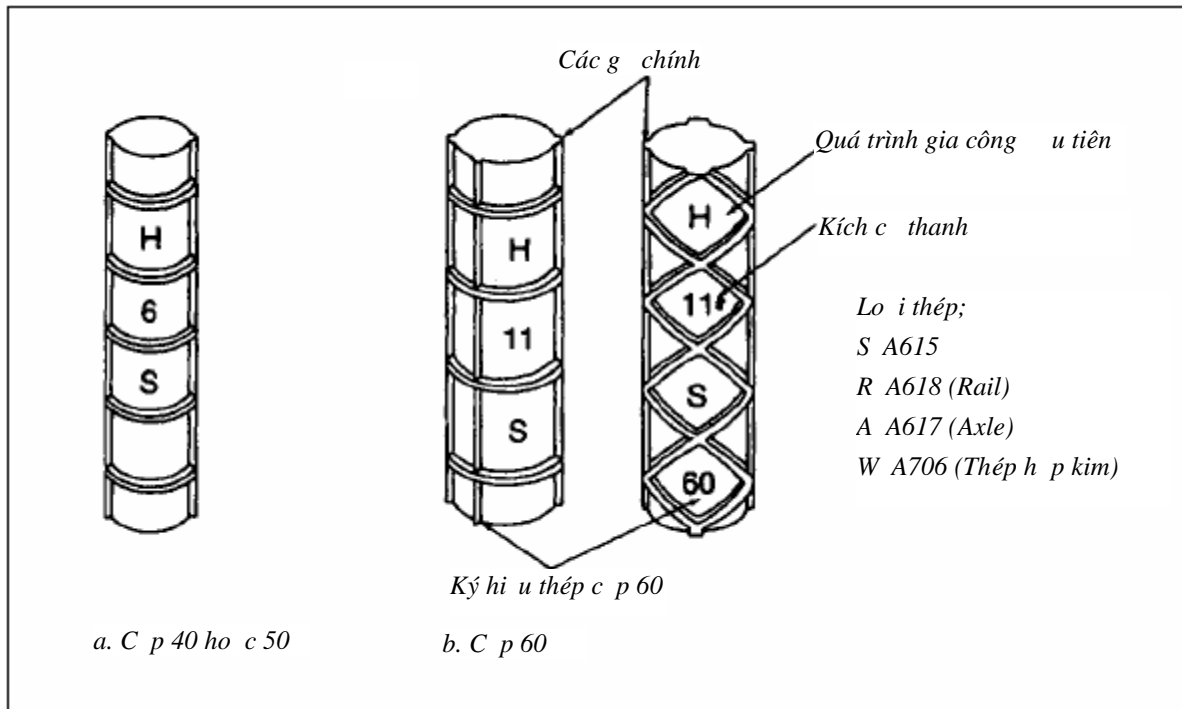
Hình 2.7: Các công thức biến dạng của cốt thép trong bê tông

Khi các thanh cốt thép cốt trong bê tông, sự làm việc của chúng khác với các thanh cốt thép trơn. Sự khác biệt này là do bê tông có một công suất kéo nhất định khá nhỏ. Vì vậy, sự biến dạng của thanh cốt thép, ngay từ khi phát triển các vết nứt trong ý kiến sau đây của Morsch (1908):

Do lực ma sát giữa cốt thép và do công suất kéo của bê tông tồn tại trong những khoảng cách ngắn giữa các vết nứt, bê tông ngay cả khi đã nứt vẫn làm giảm một phần biến dạng của cốt thép.

Phần bê tông dính bám với cốt thép và không biến dạng làm giảm biến dạng kéo trong cốt thép. Hiện tượng này gọi là “tăng cường kéo”.

Hiện tượng tăng cường kéo này xuất hiện khi ứng suất trung bình của thép tăng lên. Vì biến dạng lớn hơn, sự tham gia của bê tông chịu kéo giảm và ứng suất của cốt thép chôn trong bê tông theo đơn vị hoặc ứng suất công suất - biến dạng của thép trơn.



Hình 2.8: Ký hiệu thép thanh

Bảng 2.4: Tính chất cơ lý của thép thanh ASTM A 615 và A 706

	A 615			A 706
	C p 40	C p 60	C p 75	C p 60
Cường độ kéo đứt (psi)	70	90	100	80
Cường độ chảy (psi)	40	60	75	60
Cường độ uốn (psi)	-	-	-	78
dãn dài trên 8in (%)				
No. 3	11	9	-	14
No. 4 và 5	12	9	-	14
No. 6	12	9	7	14
No.7 và 8	-	8	7	12
No. 9, 10 và 11	-	7	6	10
No. 14 và 18	-	7	6	10

Chú ý: 1 psi = 6,895 Mpa  
 1 inch = 25,4 mm

Bảng 2.5: Các loại thép thanh theo ASTM

S h i u (N <sup>o</sup> )	ng kính (mm)	Di n tích m t c t ngang (mm <sup>2</sup> )	Tr ng l ng trên 1m dài (kg/m)
10	9.5	70.8	0,560
13	12.7	126.6	0,994
16	15.9	198.5	1,552
19	19.1	286.4	2,235
22	22.2	386.9	3,042
25	25.4	506.5	3,973
29	28.7	646.6	5,060
32	32.3	819.0	6,404
36	35.8	1006.1	7,907
43	43	1451.5	11,38
57	57.3	2577.4	20,24

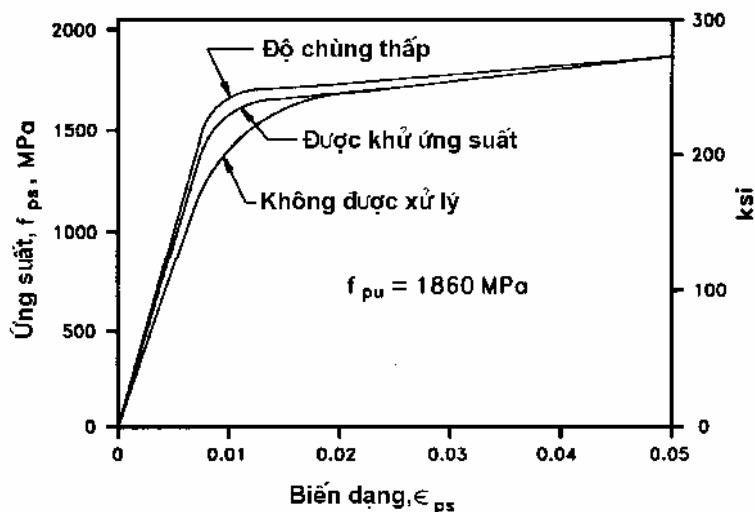
### 2.2.2 C t thép d ãng l c

Thép d ãng l c có th ã d ãi d ãng s i, tao và thanh. Tao g m m t s s i x o n l i v i n h a u g i l à tao c áp. Theo AASHTO th ãng dùng ba lo i thép c ãng cao:

- Thép s i không b c kh ãng su t d ã ho c t ãùng th p;
- Tao c áp không b c kh ãng su t d ã ho c ãùng th p;
- Thép thanh c ãng cao không b c;

Thép d ãng l c thông th ãng nh t là tao thép b y s i, lo i này c kh ãng su t và có ãùng th p. Khi ã t o các tao thép, thanh thép các -bon cao c k éo li ên t c qua các khuôn k éo s i có ãng kính nh li ên t c nh m s p x p các phân t thép theo m t h ãng và làm t ãng c ãng c a s i thép t i trên 1700 MPa. R i 6 s i c t bao quanh m t s i g i a theo k i u x o n c. S k éo ngu i và x o n các s i t o ra ãng su t d ã trong tao thép. Các ãng su t d ã này là nguyên nh ãn khi ãn cho b i u ãng su t – b i n d ãng tròn h ãn và g i i h ãn ch y th p h ãn. G i i h ãn ch y này có th ã c ãng cao b ãng cách làm ãng các tao thép t i 350°C và ãùng ngu i d ãn. B i n pháp c i thi n h ãn ã ãi v i s ãùng c a thép c th c h i n b ãng cách k éo các tao thép trong chu tr ãnh ãng, l ãnh. Quá tr ãnh này c g i là s ãôi thép và ãa ra s ãn ph ãm là các tao thép có ãùng th p. Hình 2.8 so s ánh quan h ãng su t – b i n d ãng c a tao thép 7 s i c s ãn xu t theo các quá tr ãnh khác nh ãu.





Hình 2.9: Quan hệ ứng suất-biến dạng của tạo thép 7 sợi có sẵn xuất theo các quá trình khác nhau

Các thanh cốt thép có cường độ cao có sẵn sẵn làm cốt thép dùng để. Cường độ chịu kéo lớn nhất của các thanh cốt thép này vào khoảng 1000 MPa.

Cường độ tiêu biểu và các thuộc tính của các tạo cáp và thanh thép dùng để cho trong bảng 2.4. Các giá trị khuyến cáo và mô đun đàn hồi của thép dùng để,  $E_p$ , là 197 000 MPa và cường độ chịu kéo và 207 000 MPa và thanh thép.

Bảng 2.6: Các thuộc tính của tạo cáp và thanh thép dùng để

Vật liệu	Cấp học kỹ thuật	Đường kính (mm)	Cường độ chịu kéo $f_{pu}$ (MPa)	Giới hạn chảy $f_{py}$ (MPa)
Tạo cáp	1725 MPa (cấp 250)	6,35 ÷ 15,24	1725	80% của $f_{pu}$ hay
	1860 MPa (cấp 270)	10,53 ÷ 15,24	1860	90% của $f_{pu}$ và vì tạo thép ít chùng
Thép thanh	Kiểu 1, tròn	19 ÷ 25	1035	85% của $f_{pu}$
	Kiểu 2, có gân	15 ÷ 36	1035	80% của $f_{pu}$

Biến dạng trong cốt thép dùng để  $\epsilon_{ps}$  có thể xác định một cách chính xác dựa vào biến dạng trong bê tông bao quanh  $\epsilon_{cp}$  như sau

$$\epsilon_{ps} = \epsilon_{cp} + \Delta\epsilon_{pe} \tag{2.19}$$

trong đó  $\epsilon_{cp}$  là biến dạng của bê tông cùng mức vị trí với cốt thép dùng để và  $\Delta\epsilon_{pe}$  thành phần biến dạng tính toán như sau:

$$\Delta\epsilon_{pe} \approx f_{pe} / E_p$$

Trong trường hợp cốt thép không dính bám, sẽ xảy ra gỉ sét thép và bê tông xung quanh và biến dạng trong cốt thép trở nên lớn hơn trong trường hợp các mối nối. Biến dạng dài hạn của cốt thép lúc này phụ thuộc vào biến dạng dài hạn của bê tông trong trường hợp nói trên, tức là

$$\epsilon_{ps} = \bar{\epsilon}_{cp} + \Delta\epsilon_{pe} \tag{2.20}$$

ây,  $\bar{\varepsilon}_{cp}$  là biên độ trung bình của bê tông tại vị trí cốt thép dãn l c, c tính trung bình trong kho ng cách giữa các neo c a c t thép không có dính bám.

Các ng cong ng suất-biến d ng i n hình i v i thép dãn l c c cho trên hình 2.9. Các ng cong này có th c tính g n úng b ng các công th c sau:

i v i c p 250:

$$f_{ps} = \begin{cases} 197000 \varepsilon_{ps} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} \leq 0,008 \\ 1710 - \frac{0,4}{\varepsilon_{ps} - 0,006} < 0,98f_{pu} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} > 0,008 \end{cases} \quad (2.21)$$

i v i c p 270:

$$f_{ps} = \begin{cases} 197000 \varepsilon_{ps} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} \leq 0,008 \\ 1848 - \frac{0,517}{\varepsilon_{ps} - 0,0065} < 0,98f_{pu} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} > 0,008 \end{cases} \quad (2.22)$$

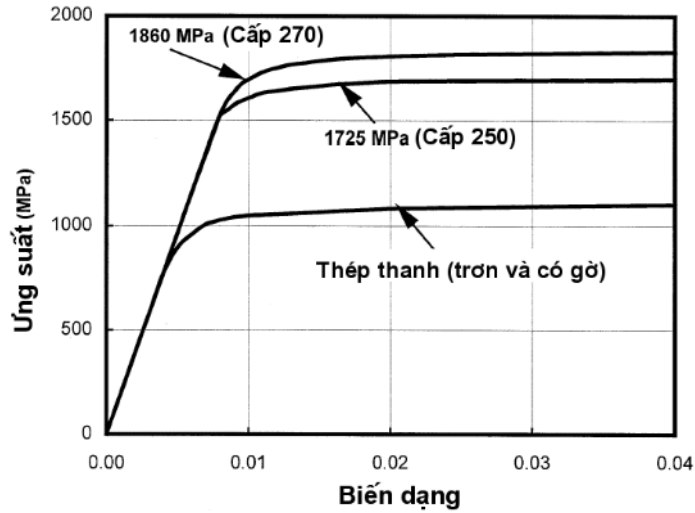
i v i thép thanh

$$f_{ps} = \begin{cases} 207000 \varepsilon_{ps} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} \leq 0,004 \\ 1020 - \frac{0,192}{\varepsilon_{ps} - 0,003} < 0,98f_{pu} & \text{đối với } \varepsilon_{ps} > 0,004 \end{cases} \quad (2.23)$$

Các loại tao cáp dự ứng lực, 7 sợi không sơn phủ, được khử ứng suất, hoặc có độ tự chùng thấp, hoặc các thanh thép không sơn phủ cường độ cao, trơn hay có gờ, phải phù hợp với tiêu chuẩn vật liệu quy định trong Tiêu chuẩn thi công cầu:

- AASHTO M203M (ASTM A416M) - Tao thép 7 sợi dự ứng lực không sơn phủ, có khử ứng suất cho bê tông dự ứng lực hoặc
- AASHTO M275M (ASTM A722) - Thép thanh cường độ cao không sơn phủ dùng cho bê tông dự ứng lực.

Nếu trong hồ sơ thầu có các chi tiết về dự ứng lực thì phải chỉ rõ kích thước và mác hoặc loại thép. Nếu trong hồ sơ chỉ quy định lực kéo dự ứng lực và vị trí đặt thì việc chọn kích cỡ thép và loại thép do nhà thầu lựa chọn và kỹ sư giám sát duyệt .



Hình 2.10: Các ứng dụng công nghệ siêu bền bê tông cốt thép dự ứng lực

### 2.2.2.1. Mô đun đàn hồi

Nếu không có các số liệu chính xác hơn, mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực, dựa trên diện tích mặt cắt ngang danh định của thép, có thể lấy như sau:

Đối với thép :  $E_p = 197\ 000\ \text{MPa}$  và

Đối với thanh :  $E_p = 207\ 000\ \text{MPa}$

### 2.2.2.2. Neo dự ứng lực kéo sau và nối cáp

Neo và mối nối cáp phải được cấu tạo theo các yêu cầu của các Tiêu chuẩn tương ứng.

Phải tiến hành bảo vệ chống gỉ cho cáp, neo, các đầu neo và các mối nối cáp.

### 2.2.2.3. Ống bọc cáp

Ống bọc cho cáp phải là loại cứng hoặc loại nửa cứng bằng thép mạ kẽm hoặc bằng nhựa hoặc tạo lỗ trong bê tông bằng lõi lấy ra được.

Bán kính cong của ống bọc không được nhỏ hơn 6000 mm, trừ ở vùng neo có thể cho phép nhỏ tới 3600 mm.

Không được dùng ống bọc bằng nhựa khi bán kính cong nhỏ hơn 9000 mm.

Khi dùng ống bọc bằng nhựa cho loại cáp có dính bám thì phải xem xét đặc tính dính bám của ống nhựa với bê tông và vữa.

Hiệu quả áp lực của vữa lên ống bọc và vùng bê tông xung quanh phải được kiểm tra.

Cự ly lớn nhất giữa các điểm kê cố định ống bọc trong khi thi công phải được quy định trong hồ sơ thầu.

#### Kích thước của ống bọc cáp

Đường kính trong của ống bọc ít nhất phải lớn hơn đường kính của thanh thép dự ứng lực đơn hay bó cáp dự ứng lực 6 mm. Đối với loại thép dự ứng lực nhiều thanh và bó cáp dự ứng lực thì diện tích mặt cắt của ống bọc ít nhất phải lớn hơn 2 lần diện tích tịnh của mặt cắt bó thép dự ứng lực, khi lắp đặt bó cáp bằng phương pháp kéo sau thì diện tích mặt cắt của ống bọc phải gấp 2,5 lần diện tích mặt cắt của bó cáp.

Kích thước của ống bọc không được vượt quá 0,4 lần bề dày bê tông ngay nhỏ nhất tại vị trí đặt ống bọc.

*Ống bọc tại vị trí neo chuyển hướng*

Ống bọc ở vị trí chuyển hướng phải là ống thép mạ phù hợp với tiêu chuẩn của ASTM A53, loại E, cấp B. Độ dày danh định của thành ống không được nhỏ hơn 3 mm.

## CHƯƠNG 3: NGUYÊN LÝ THIẾT KẾ THEO TIÊU CHUẨN 22TCN-272-05

### 3.1. QUAN NIỆM CHUNG VỀ THIẾT KẾ

Trong thiết kế các kết cấu bê tông cốt thép đảm bảo an toàn và bền vững là những yêu cầu cần thiết. Công tác thiết kế bao gồm việc tính toán nhằm chứng minh cho nhà thiết kế có trách nhiệm thực hiện những tiêu chuẩn tính toán và cấu tạo cụ thể.

Điều kiện đảm bảo an toàn của một công trình là:

$$S < \text{kháng tải} \geq H \text{ tải trọng}$$

Điều kiện trên phải xét trên tất cả các bộ phận cấu tạo.

Khi nói về sức kháng tải ta xét khả năng làm việc của tải trọng mà ta gọi là trạng thái giới hạn (TTGH).

Một trạng thái giới hạn là một trạng thái mà vượt qua nó thì kết cấu hay một bộ phận nào đó không hoàn thành mục tiêu thiết kế.

Mục tiêu là không vượt quá TTGH, tuy nhiên đó không phải là mục tiêu duy nhất, mà còn xét đến các mục đích quan trọng khác, như sức bền, môi trường, tác động môi trường và yếu tố kinh tế. Sức kháng tải không kinh tế của thiết kế mà chi phí có bộ phận nào, chi phí bao gồm cả chi phí. Do đó cần phải xác định rõ là giới hạn chi phí trong phạm vi của xác suất phá hủy. Việc xác định mức độ an toàn chi phí (cần tính toán bao nhiêu số liệu tải trọng) không dựa trên ý kiến chủ quan cá nhân nào mà dựa trên kinh nghiệm của các chuyên gia. Tiêu chuẩn 22TCN272-05 có thể áp dụng.

### 3.2. SỰ PHÁT TRIỂN CỦA QUÁ TRÌNH THIẾT KẾ

#### 3.2.1. Thiết kế theo ứng suất cho phép (ASD - Allowable Stress Design)

Độ an toàn được xác định bằng cách cho rằng hiệu ứng của tải trọng sẽ gây ra ứng suất chỉ bằng một phần của giới hạn chảy  $f_y$ ,

Hệ số an toàn  $F = C \text{ ứng suất cho phép } R / \text{hiệu ứng tải trọng } Q$

$$F = \frac{R}{Q} \tag{3.1}$$

Do tiêu chuẩn đặt dưới dạng ứng suất nên gọi là thiết kế theo USCP (ASD)

Phương pháp này có nhiều nhược điểm như:

- Quan điểm về độ bền dựa trên sự làm việc đàn hồi của vật liệu đẳng hướng, đồng nhất.
- Không biểu hiện được một cách hợp lý về cường độ giới hạn là chỉ tiêu cơ bản về khả năng chịu lực hơn là ứng suất cho phép
- Hệ số an toàn chỉ áp dụng riêng cho cường độ, chưa xét đến sự biến đổi của tải trọng
- Việc chọn hệ số an toàn dựa trên ý kiến chủ quan và không có cơ sở tin cậy về xác suất hư hỏng.

Để khắc phục thiếu sót này cần một phương pháp thiết kế có thể:

- Dựa trên cơ sở cường độ giới hạn của vật liệu

- Xét đến sự thay đổi tính chất cơ học của vật liệu và sự biến đổi của tải trọng
- Đánh giá độ an toàn liên quan đến xác suất phá hoại.

Phương pháp khắc phục các thiếu sót trên đó là AASHTO-LRFD 1998 và nó được chọn làm cơ sở biên soạn tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN272 -05.

### 3.2.2. Thiết kế theo hệ số tải trọng và sức kháng LRFD (Load and Resistance Factors Design)

Để xét đến sự thay đổi ở cả hai phía của bất đẳng thức trong phương trình 1.1. Phía sức kháng được nhân với một hệ số sức kháng  $\Phi$  dựa trên cơ sở thống kê ( $\Phi < 1$ ). Phía tải trọng được nhân lên với hệ số tải trọng  $\gamma$  dựa trên cơ sở thống kê tải trọng,  $\gamma$  thường lớn hơn 1. Vì hiệu ứng tải trọng trạng thái giới hạn bao gồm một tổ hợp của nhiều loại tải trọng ( $Q_i$ ) ở nhiều mức độ khác nhau của sự dự tính nên phía tải trọng được biểu hiện là tổng của các giá trị  $\gamma_i Q_i$ . Nếu sức kháng danh định là  $R_n$ , tiêu chuẩn an toàn sẽ là:

$$\Phi R_n \geq \text{Hiệu ứng của } \sum \gamma_i Q_i \quad (3.2)$$

Vì phương trình 3.2 chứa cả hệ số tải trọng và hệ số sức kháng nên phương pháp thiết kế được gọi là thiết kế theo hệ số tải trọng và sức kháng (LRFD).

Hệ số sức kháng  $\Phi$  cho trạng thái giới hạn cần xét tới tính phân tán của :

- Tính chất vật liệu
- Phương trình dự tính cường độ
- Tay nghề công nhân
- Kiểm soát chất lượng
- Tình huống hư hỏng

Hệ số tải trọng  $\gamma_i$  dùng cho các tải trọng đặc biệt cần xét tới độ phân tán của :

- Độ lớn của tải trọng
- Sự sắp xếp của tải trọng
- Tổ hợp tải trọng có thể xảy ra

Ưu điểm của LRFD:

- Có xét đến sự biến đổi cả về sức kháng và tải trọng
- Đạt được mức độ an toàn đồng đều cho các TTGH khác nhau và các loại cầu mà không cần phân tích xác suất và thống kê phức tạp.
- Phương pháp thiết kế thích hợp

Nhược điểm của LRFD:

- Yêu cầu thay đổi tư duy thiết kế ( so với tiêu chuẩn cũ )
- Yêu cầu hiểu biết cơ bản về lý thuyết xác suất và thống kê
- Yêu cầu có các số liệu đầy đủ về thống kê và thuật toán tính xác suất để chỉnh lý hệ số sức kháng trong trường hợp đặc biệt.

## 3.3. NGUYÊN TẮC BÊN CẠ TIÊU CHUẨN 22TCN 272 - 05

### 3.3.1 Tổng quát

Cụm từ cốt lõi của các mục tiêu: thi công, an toàn và sử dụng, có xét đến các yếu tố: kinh nghiệm, kiểm tra, tính kinh tế, mối quan hệ. Khi thi công, cần chú ý đến các nhân tố

tiêu này, cần phải thỏa mãn các trạng thái giới hạn. Kỹ thuật thiết kế phải có độ, phải có nhu cầu truy cập (có tính độ) và tầm quan trọng của nó trong khai thác phải xét đến.

Mức ưu tiên và liên kết phải thỏa mãn phương trình 3.3 về vị trí trạng thái giới hạn.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \Phi R_n = R_r \quad (3.3)$$

Trong đó:

$Q_i$ : Hiệu ứng tải trọng (nội lực do tải hoặc các tác động bên ngoài sinh ra)

$\gamma_i$ : hệ số tải trọng: hệ số nhân dựa trên thành kê dùng cho các loại

$R_n$ : sức kháng danh nghĩa

$\Phi$ : hệ số sức kháng: hệ số nhân dựa trên thành kê dùng cho sức kháng danh nghĩa. Đối với các trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn đặc biệt, hệ số sức kháng được lấy bằng 1,0

$R_r$ : sức kháng tính toán,  $R_r = \Phi \cdot R_n$

$\eta_i$ : hệ số ưu tiên tải trọng, xét đến tính độ, tính độ và tầm quan trọng trong khai thác

$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I > 0,95$  về vị trí tải trọng dùng giá trị  $\gamma_{max}$

$\eta_i = \frac{1}{\eta_R \eta_D \eta_I} \leq 1,0$  về vị trí tải trọng dùng giá trị  $\gamma_{min}$

$\eta_D$  = hệ số liên quan đến tính độ

$\eta_R$  = hệ số liên quan đến tính độ

$\eta_I$  = hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác

Hai hệ số ưu tiên có liên quan đến các cấp, hệ số thứ ba xét đến làm vì các cấp trạng thái sử dụng.

Trừ trạng thái giới hạn cường độ, đối với tất cả các TTGH khác,  $\eta_D = \eta_R = 1,0$ .

### 3.3.1.1. Tính dẻo

Tính độ là một yêu cầu quan trọng về vị trí an toàn các cấp. Như tính độ, các bộ phận chịu tải liên kết kỹ thuật có thể phân phối tải trọng sang những bộ phận khác có dự trữ năng lượng. Sự phân phối này phụ thuộc vào khả năng biến dạng của bộ phận chịu tải liên và liên quan đến sự phát triển biến dạng dẻo mà không xảy ra phá hoại.

Hệ kết cấu của cầu phải được định kích thước và cấu tạo để đảm bảo sự phát triển đáng kể và có thể nhìn thấy được của các biến dạng không đàn hồi ở trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt trước khi phá hoại.

Có thể giả định rằng các yêu cầu về tính dẻo được thỏa mãn đối với một kết cấu bê tông ở đó sức kháng của liên kết không thấp hơn 1,3 lần ứng lực lớn nhất do tác động không đàn hồi của các cấu kiện liên kết tác động lên liên kết đó.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ:

$\eta_D \geq 1,05$  cho cấu kiện và liên kết không dẻo.

$\eta_D = 1,00$  cho các thiết kế thông thường và các chi tiết theo đúng Tiêu chuẩn này.

$\eta_D \geq 0,95$  cho các cấu kiện và liên kết có các biện pháp tăng thêm tính dẻo quy định vượt quá những yêu cầu của Tiêu chuẩn này

Đối với các trạng thái giới hạn khác :  $\eta_D = 1,00$

**3.3.1.2. Tính dư**

Tính dư có tầm quan trọng đặc biệt đối với khoảng an toàn của kết cấu cầu. Một kết cấu siêu tĩnh được xem là dư vì nó có nhiều liên kết hơn so với yêu cầu cân bằng tĩnh học.

Các kết cấu có nhiều đường truyền lực và kết cấu liên tục cần được sử dụng trừ khi có những lý do bắt buộc khác. Khả năng mất liên kết của các bộ phận liên kết là tính toán được. Các bộ phận liên kết này hay các kết cấu phụ không được khuyến cáo không nên sử dụng.

Các bộ phận hoặc cấu kiện chính mà sự hư hỏng của chúng gây ra sập đổ cầu phải được coi là có nguy cơ hư hỏng và hệ kết cấu liên quan không có tính dư, các bộ phận có nguy cơ hư hỏng có thể được xem là phá hoại giòn.

Các bộ phận hoặc cấu kiện mà sự hư hỏng của chúng không gây nên sập đổ cầu được coi là không có nguy cơ hư hỏng và hệ kết cấu liên quan là dư.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ :

$\eta_R \geq 1,05$  cho các bộ phận không dư

$\eta_R = 1,00$  cho các mức dư thông thường

$\eta_R \geq 0,95$  cho các mức dư đặc biệt

Đối với các trạng thái giới hạn khác:  $\eta_R = 1,00$

**3.3.1.3. Tầm quan trọng trong khai thác**

Điều quy định này chỉ dùng cho trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt.

Các cầu có thể xem là có tầm quan trọng trong khai thác nếu chúng nằm trên con đường quốc lộ, các khu dân cư và bình địa hoặc trên đường quốc lộ, hay là con đường dành cho lối đi bộ công an, cứu hộ và các phương tiện giao thông khác của thành phố, các khu công nghiệp. Cầu có thể xem là quan trọng nếu chúng giúp giảm bớt tình trạng ùn tắc giao thông, giúp tiết kiệm thời gian và chi phí cho người lao động khi đi làm và trở về nhà. Nói tóm lại, khó có thể tìm thấy tình huống mà cầu không được coi là quan trọng trong khai thác. Một ví dụ về cầu không quan trọng là cầu trên đường phố nội thị ở vùng hẻo lánh của các đô thị không phải là trung tâm.

Chủ đầu tư có thể công bố một cầu hoặc bất kỳ cấu kiện hoặc liên kết nào của nó là loại cầu quan trọng trong khai thác.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ:

$\eta_I \geq 1,05$  cho các cầu quan trọng

$\eta_I = 1,00$  cho các cầu điển hình

$\eta_I \geq 0,95$  cho các cầu tương đối ít quan trọng

Đối với các trạng thái giới hạn khác:  $\eta_I = 1,00$



### 3.3.2. Các trạng thái giới hạn

#### 3.3.2.1. Trạng thái giới hạn sử dụng

Trạng thái giới hạn sử dụng phải xét đến như một biện pháp nhằm hạn chế đối với ứng suất, biến dạng và vết nứt dưới điều kiện sử dụng bình thường.

#### 3.3.2.2. Trạng thái giới hạn mỏi và phá hoại giòn

Trạng thái giới hạn mỏi phải được xét đến trong tính toán như một biện pháp nhằm hạn chế về biên độ ứng suất do một xe tải thiết kế gây ra với số chu kỳ biến độ ứng suất dự kiến.

Trạng thái giới hạn phá hoại giòn phải được xét đến như một số yêu cầu về tính bền của vật liệu theo Tiêu chuẩn vật liệu.

#### 3.3.2.3. Trạng thái giới hạn cường độ

Trạng thái giới hạn cường độ phải được xét đến để đảm bảo cường độ và sự ổn định cục bộ và ổn định tổng thể được dự phòng để chịu được các tổ hợp tải trọng quan trọng theo thống kê được định ra để cầu chịu được trong phạm vi tuổi thọ thiết kế của nó.

Trạng thái giới hạn cường độ I: Tổ hợp tải trọng cơ bản liên quan đến việc sử dụng cho xe tiêu chuẩn của cầu không xét đến gió

Trạng thái giới hạn cường độ II: Tổ hợp tải trọng liên quan đến cầu chịu gió với vận tốc vượt quá 25m/s

Trạng thái giới hạn cường độ III: Tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng xe tiêu chuẩn của cầu với gió có vận tốc 25m/s

TTGH cơ bản là một TTGH cơ bản quy định bởi các quy định của tiêu chuẩn thiết kế có vận tốc tải trọng khác nhau quy định trong bảng 1.1. Trong mỗi TTGH, các tải trọng khác nhau được xét đến. Sự khác biệt trong các tải trọng quy định liên quan đến các hệ số tải trọng cơ bản quy định về tải trọng sinh ra hiệu ứng kết cấu khác nhau để so sánh với các tải trọng khác nhau.

Trong tính toán các hệ số nhân hiệu ứng tải trọng nhân hệ số nhân tải trọng, tải trọng kết cấu, tải trọng không chắc chắn biểu thị qua hệ số giảm tải trọng hay hệ số nhân tải trọng  $\phi$ . Hệ số  $\phi$  là hệ số nhân các tải trọng danh nghĩa  $R_n$  và hiệu ứng kết cấu an toàn là thỏa mãn phương trình tổng quát 3.3.

Trong các điều kiện BTCT, có những yếu tố không mô phỏng chính xác như chiều dài nhịp, kích thước kết cấu ngang, vị trí đặt thép và nhấc công thức dùng tính các hệ số.

Mô hình phá hoại có thể xảy ra với chính xác cao hơn các mô hình khác và hiệu quả do sự khác biệt chúng là ít nguy hiểm. Chẳng hạn, độ lệch của trục trung tâm thép ít có thể, do đó phá hoại xảy ra do sự lệch trục của cốt thép chịu kéo, trong khi các cốt thép nén thì phá hoại ít có thể không có báo trước. Mô hình phá hoại do kết cấu ít có hiệu suất và nó là sự kết hợp của mô hình phá hoại do kéo và do nén. Do vậy, hệ số  $\phi$  trong phương trình này phụ thuộc vào mô hình phá hoại của dầm chịu uốn và các cốt thép nén. Hiệu suất phá hoại các tải trọng nghiêm trọng hơn của dầm vì mô hình phá hoại kéo theo sự phá hoại của mô hình dầm, do đó, để

trong thi công các công trình bê tông cốt thép. Tất cả các lý do trên cùng với các nguyên nhân khác có thể ảnh hưởng đến chất lượng bê tông cốt thép, các quy định của AASHTO và các giá trị trong bảng sau

Bảng 3.1: Hệ số giảm giá trị cho các kết cấu thông thường

Trạng thái giới hạn công trình	Hệ số $\phi$
Giới hạn sức bền và kéo	
Bê tông cốt thép	0,90
Bê tông cốt thép dãn nở	1,00
Giới hạn nứt và xoắn	
Bê tông có cường độ trung bình	0,90
Bê tông nhẹ	0,70
Giới hạn dãn nở cốt thép xoắn, trượt ngang phần ứng vùng 3 và 4	0,75
Giới hạn biến dạng trên bê tông	0,70
Giới hạn nén trong mô hình khung và gối	0,70
Giới hạn tải trọng vùng neo	
Bê tông có cường độ trung bình	0,80
Bê tông nhẹ	0,65
Giới hạn kéo trong cốt thép tải trọng vùng neo	1,00

Giới hạn trượt ngang phần ứng và nén kết cấu, hệ số trong trường hợp nén có thể lấy tăng lên tùy tính toán giá trị 0,75 cho các trường hợp cho tới hệ số giới hạn sức bền tùy loại công trình không. Mật độ cốt thép cần thiết là  $0,10 \cdot f'_c \cdot A_g$  và  $f'_c$  là cường độ chịu nén 28 ngày của bê tông và  $A_g$  là diện tích mặt cắt ngang nguyên cấu kiện chịu nén.

Giới hạn các dầm chịu kéo hoặc không chịu kéo cốt thép thường và cốt thép dãn nở công trình, hệ số phụ thuộc vào tải trọng phân bố (PPR) và tính bằng công thức sau:

$$\phi = 0,90 + 0,10 \cdot (PPR)$$

trong đó:

$$(PPR) = \frac{A_{ps} \cdot f_{py}}{A_{ps} \cdot f_{py} + A_s \cdot f_y}$$

với

$A_{ps}$  = diện tích cốt thép dãn nở,

$f_{py}$  = giới hạn chảy của cốt thép dãn nở,

$A_s$  = diện tích cốt thép thường,

$f_y$  = giới hạn chảy của cốt thép thường.

#### 3.3.2.4. Trạng thái giới hạn đặc biệt

Trạng thái giới hạn đặc biệt phải được xét đến để đảm bảo sự tồn tại của cầu khi động đất hoặc lũ lớn hoặc khi bị tàu thủy, xe cộ va, có thể cả trong điều kiện bị xói lở.

### 3.4. TẢI TRỌNG VÀ HỆ SỐ TẢI TRỌNG THEO 22TCN 272-05

#### 3.4.1. Tải trọng và tên tải trọng

Các tải trọng và lực thường xuyên và tạm thời sau đây phải được xem xét đến:

*Tải trọng thường xuyên*

- DD= tải trọng kéo xuống (xét hiện tượng ma sát âm)
- DC= tải trọng bản thân của các bộ phận kết cấu và thiết bị phụ phi kết cấu
- DW = tải trọng bản thân của lớp phủ mặt và các tiện ích công cộng
- EH= tải trọng áp lực đất nằm ngang
- EL = các hiệu ứng bị hãm tích lũy do phương pháp thi công.
- ES = tải trọng đất chất thêm
- EV = áp lực thẳng đứng do tự trọng đất đắp.

*Tải trọng tạm thời*

- BR = lực hãm xe
- CE = lực ly tâm
- CR = từ biến
- CT = lực va xe
- CV = lực va tàu
- EQ = động đất
- FR = ma sát
- IM = lực xung kích (lực động) của xe
- LL = hoạt tải xe
- LS = hoạt tải chất thêm
- PL = tải trọng người đi
- SE = lún
- SH = co ngót
- TG = gradien nhiệt
- TU = nhiệt độ đều
- WA = tải trọng nước và áp lực dòng chảy
- WL = gió trên hoạt tải
- WS = tải trọng gió trên kết cấu

**3.4.2. Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng**

Tổng ứng lực tính toán phải được lấy như sau:

$$Q = \sum_i \eta_i \gamma_i Q_i \tag{3.4}$$

Trong đó:

$\eta_i$  = hệ số điều chỉnh tải trọng lấy theo Điều 1.3.2

$Q_i$  = tải trọng quy định ở đây

$\gamma_i$  = hệ số tải trọng lấy theo Bảng 3.1 và 3.2

Các cấu kiện và các liên kết của cầu phải thỏa mãn phương trình 1.3 cho các tổ hợp tải trọng thích hợp của ứng lực cực hạn tính toán được quy định cho từng trạng thái giới hạn sau đây:

*Trạng thái giới hạn cường độ I:* Tổ hợp tải trọng cơ bản liên quan đến việc sử dụng cho xe tiêu chuẩn của cầu không xét đến gió

*Trạng thái giới hạn cường độ II:* Tổ hợp tải trọng liên quan đến cầu chịu gió với vận tốc vượt quá 25m/s

*Trạng thái giới hạn cường độ III:* Tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng xe tiêu chuẩn của cầu với gió có vận tốc 25m/s

*Trạng thái giới hạn đặc biệt:* Tổ hợp tải trọng liên quan đến động đất, lực va của tàu thuyền và xe cộ, và đến một số hiện tượng thủy lực với hoạt tải đã chiết giảm khác với khi là một phần của tải trọng xe va xô.

*Trạng thái giới hạn sử dụng:* Tổ hợp tải trọng liên quan đến khai thác bình thường của cầu với gió có vận tốc 25m/s với tất cả tải trọng lấy theo giá trị danh định. Dùng để kiểm tra độ võng, bề rộng vết nứt trong kết cấu bê tông cốt thép và bê tông cốt thép dự ứng lực, sự chảy dẻo của kết cấu thép và trượt của các liên kết có nguy cơ trượt do tác dụng của hoạt tải xe. Tổ hợp trọng tải này cũng cần được dùng để khảo sát ổn định mái dốc.

*Trạng thái giới hạn mới:* Tổ hợp tải trọng gây mỏi và đứt gãy liên quan đến hoạt tải xe cộ trùng phục và xung kích dưới tác dụng của một xe tải đơn chiếc có cự ly trục được quy định trong Điều 3.6.1.4.1.

Bảng 3.2: Các tổ hợp và hệ số tải trọng

Tổ hợp tải trọng Trạng thái giới hạn	DC DD D W EH EV ES	LL IM CE BR PL LS EL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Cùng một lúc chỉ dùng một trong các tải trọng		
										eq	ct	cv
Cường độ I	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,5/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-
Cường độ II	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,5/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-
Cường độ III	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,4	1,00	1,00	0,5/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-
Đặc biệt	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	1,00	1,00
Sử dụng	1.0	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,0/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-
Mỏi chỉ có LL, IM & CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

- Khi phải kiểm tra cầu dùng cho xe đặc biệt do Chủ đầu tư quy định hoặc xe có giấy phép thông qua cầu thì hệ số tải trọng của hoạt tải trong tổ hợp cường độ I có thể giảm xuống còn 1,35.
- Các cầu có tỷ lệ tĩnh tải trên hoạt tải rất cao (tức là cầu nhịp lớn) cần kiểm tra tổ hợp không có hoạt tải, nhưng với hệ số tải trọng bằng 1,50 cho tất cả các kiện chịu tải trọng thường xuyên.
- Đối với cầu vượt sông ở các trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái sử dụng phải xét đến hậu quả của những thay đổi về móng do lũ thiết kế xói cầu.

- Đối với các cầu vượt sông, khi kiểm tra các hiệu ứng tải EQ, CT và CV ở trạng thái giới hạn đặc biệt thì tải trọng nước (WA) và chiều sâu xói có thể dựa trên lũ trung bình hàng năm. Tuy nhiên kết cấu phải được kiểm tra về những hậu quả do các thay đổi do lũ, phải kiểm tra xói ở những trạng thái giới hạn đặc biệt với tải trọng nước tương ứng (WA) nhưng không có các tải trọng EQ, CT hoặc CV tác dụng.
- Để kiểm tra chiều rộng vết nứt trong kết cấu bê tông cốt thép dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng, có thể giảm hệ số tải trọng của hoạt tải xuống 0,08.
- Để kiểm tra kết cấu thép ở trạng thái giới hạn sử dụng thì hệ số tải trọng của hoạt tải phải tăng lên 1,30.

Hệ số tải trọng tính cho gradien nhiệt  $\gamma_{TG}$  và lún  $\gamma_{SE}$  cần được xác định trên cơ sở một đồ án cụ thể riêng. Nếu không có thông tin riêng có thể lấy  $\gamma_{TG}$  bằng:

$\gamma_{TG} = 0,0$  ở các trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt

$\gamma_{TG} = 1,0$  ở trạng thái giới hạn sử dụng khi không xét hoạt tải, và

$\gamma_{TG} = 0,50$  ở trạng thái giới hạn sử dụng khi xét hoạt tải

Bảng 3.3: Hệ số tải trọng dùng cho tải trọng thường xuyên,  $\gamma_p$

Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
DC: Cấu kiện và các thiết bị phụ	1,25	0,90
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1,50	0,65

### 3.4.3 Tải trọng thường xuyên

Tĩnh tải bao gồm trọng lượng của tất cả cấu kiện của kết cấu, phụ kiện và tiện ích công cộng kèm theo, trọng lượng đất phủ, trọng lượng mặt cầu, dự phòng phủ bù và mở rộng.

Khi không có đủ số liệu chính xác có thể lấy tỷ trọng như Bảng 3.3 để tính tĩnh tải

Bảng 3.4: Tỷ trọng

Vật liệu	Tỷ trọng (kg/m <sup>3</sup> )	
Hợp kim nhôm	2800	
Lớp phủ bê tông at-phan	2250	
Xỉ than	960	
Cát chặt. phù sa hay đất sét	1925	
Bê tông	Nhẹ	1775
	Cát nhẹ	1925
	Thường	2400
Cát rời. phù sa. sỏi	1600	
Đất sét mềm	1600	
Sỏi. cuội. macadam hoặc balat	2250	
Thép	7850	
Đá xây	2725	
Nước	Ngọt	1000
	Mặn	1025

### 3.4.4 Hồ t t i

#### 3.4.4.1 Hồ t t i th ng ng

- S lần xe thi t k

B r ng làn xe c l y b ng 3500 mm phù h p v i quy nh c a “Tiêu chu n thi t k ng ô tô”. S lần xe thi t k c xác nh b i ph n nguyên c a t s  $w/3500$ , trong ó  $w$  là b r ng kho ng tr ng c a lòng ng gi a hai á v a ho c hai rào ch n, tính b ng mm.

- H s làn xe: H s làn xe c quy nh trong b ng 3.4

- Hồ t t i xe ô tô thi t k : Hồ t t i xe ô tô trên m t c u hay các k t c u ph tr có ký hi u là HL-93, là m t t h p c a xe t i thi t k ho c xe hai tr c thi t k v à t i tr ng làn thi t k (hình 1.2).

B ng 3.5: H s làn xe m

S lần ch t t i	H s làn
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

#### \* Xe t i thi t k

Tr ng l ng, kho ng cách các tr c và kho ng cách các bánh xe c a xe t i thi t k c cho trên hình 3.1a. L c xung kích c l y theo b ng 3.5.

C l y gi a hai tr c sau c a xe ph i c thay i gi a 4300 mm và 9000 mm gây ra ng l c l n nh t.

i v i các c u trên các tuy n ng c p IV và th p h n, ch u t có th xác nh t i tr ng tr c th p h n t i tr ng cho trên hình 1.1a b i các h s chi t gi m 0,50 ho c 0,65.

#### \* Xe hai tr c thi t k

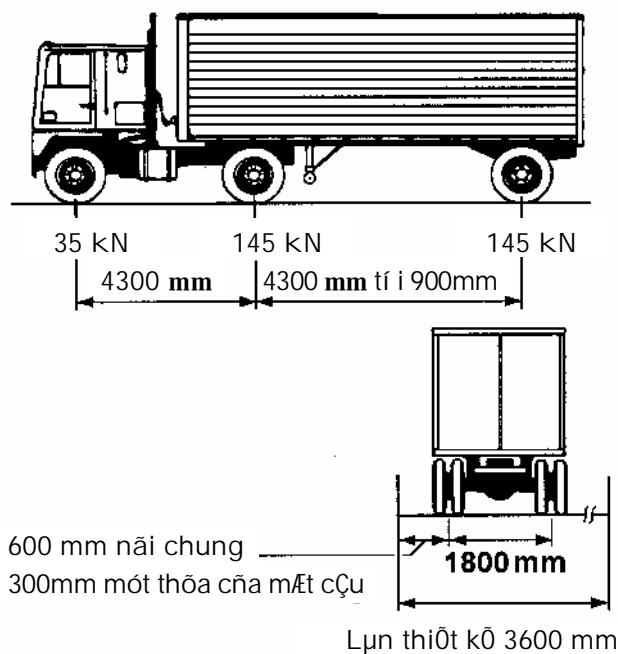
c tr ng c a xe hai tr c thi t k c cho trên hình 3.2b. L c xung kích c l y theo b ng 3.5.

Xe hai tr c g m m t c p tr c 110 kN cách nhau 1200 mm. Kho ng cách theo chi u ngang c a các bánh xe b ng 1800 mm.

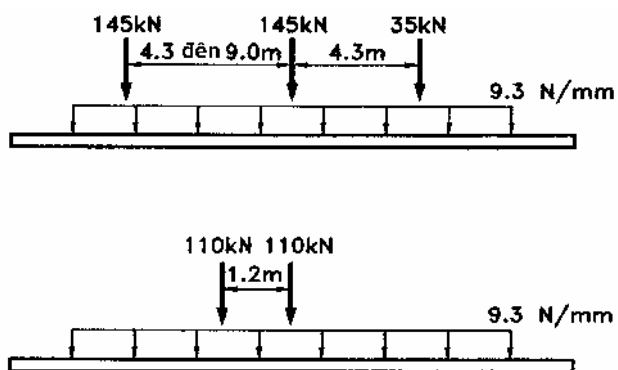
i v i các c u trên các tuy n ng c p IV và th p h n, ch u t có th xác nh t i tr ng hai tr c th p h n t i tr ng cho trên hình 3.2b b i các h s chi t gi m 0,50 ho c 0,65

#### \* T i tr ng làn thi t k

T i tr ng làn thi t k là t i tr ng có c ng 9,3 N/mm phân b u theo chi u d c c u. Theo chi u ngang c u, t i tr ng c gi thi t là phân b u trên b r ng 3000 mm. Khi tính n i l c do t i tr ng làn thi t k , không xét tác ng xung kích.



Hình 3.1: Cấu trúc trục xe tải thiết kế và xe hai trục thiết kế



Hình 3.2: Hồ tít thiết kế theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 và AASHTO LRFD

\* Lưu ý kích

Tác động nhện h c c a xe t i thi t k ho c xe hai tr c thi t k ph i c l y t ng thêm m t t l ph n tr m cho tác ng xung kích IM, c quy nh trong b ng 3.5.

B ng 3.5: Lưu ý kích IM

C u k i n	IM
M i n i b n m t c u, i v i t t c c á c t r n g th á i g i i h n	75%
T t c á c c á c c u k i n k á c	
T r n g th á i g i i h n m i	15%
C á c t r n g th á i g i i h n k á c	25%

## CHƯƠNG 4 : TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG VÀ TRẠNG THÁI GIỚI HẠN MỎI

### 4.1 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Các nội dung được xem xét ở TTGH sử dụng là sự không chế nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông và trong cốt thép dự ứng lực dưới các điều kiện sử dụng bình thường. Vì dự trữ đối với các TTGH sử dụng không có nguồn gốc thống kê mà chủ yếu dựa trên kinh nghiệm và sự đánh giá về kỹ thuật, các hệ số sức kháng và hệ số tải trọng thường được lấy bằng đơn vị.

#### 4.1.1 Không chế nứt của dầm chịu uốn

Độ mở rộng vết nứt do uốn trong dầm BTCT được quyết định bởi sự phân bố cốt thép ở vùng bê tông chịu kéo lớn nhất. Bề rộng vết nứt bị ảnh hưởng bởi ứng suất kéo và các chi tiết về cốt thép. Ở TTGH sử dụng I (AASHTO LRFD), ứng suất kéo trong cốt thép thường  $f_s$ , trên cơ sở phân tích mặt cắt đã nứt, phải không được lớn hơn  $f_{sa}$  được cho bởi

$$f_s \leq f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y$$

(4.1)

Trong đó  $Z$  là thông số bề rộng vết nứt,  $d_c$  là bề dày bê tông bảo vệ, được tính từ thớ chịu kéo ngoài cùng tới cốt thép được bảo vệ nhưng không được lấy lớn hơn 50 mm;  $A$  được tính bằng diện tích của bê tông có cùng trọng tâm với cốt thép dọc chủ chịu kéo chia cho số lượng của các thanh hoặc các sợi thép. Giá trị của  $Z$  được chọn từ bảng 4.1 đối với các điều kiện môi trường khác nhau và gián tiếp cung cấp một giới hạn về bề rộng vết nứt.

Bảng 4.1 Thông số bề rộng vết nứt  $Z$

Điều kiện môi trường	$Z$ (N/mm)	Bề rộng vết nứt (mm)
Bình thường, ôn hòa	30000	0,41
Khắc nghiệt	23000	0,30
Kết cấu vùi dưới đất	17000	0,23

Với một  $Z$  đã chọn, biện pháp hiệu quả nhất để tăng  $f_{sa}$  là sử dụng nhiều cốt thép. Như vậy, biểu thức 4.1 khuyến khích việc sử dụng nhiều cốt thép đường kính nhỏ với khoảng cách vừa phải hơn là dùng ít thanh đường kính lớn trong một diện tích tương đương. Điều này cho phép phân bố đều cốt thép trong vùng bê tông chịu kéo lớn và cải thiện tình trạng nứt.

Để đảm bảo khoảng cách giữa các cốt thép không quá lớn khi cánh của dầm chữ T và dầm hình hộp ở vào vùng chịu kéo, cốt thép chịu kéo uốn được bố trí trong một khoảng nhỏ hơn bề rộng cánh tham gia chịu lực cũng như nhỏ hơn 1/10 chiều dài nhịp. Nếu bề rộng cánh hữu hiệu lớn hơn 1/10 chiều dài nhịp thì phải bố trí cốt thép dọc bổ sung với diện tích không nhỏ hơn 0,4% diện tích phần bản dư ra trên diện tích này.

Đối với các cấu kiện chịu uốn có chiều cao lớn, cốt thép cũng phải được bố trí trên các mặt thẳng đứng để điều khiển vết nứt trên sườn dầm. Nếu sườn dầm cao hơn 900 mm, phải bố trí cốt thép dọc bề mặt trên một chiều cao  $d/2$  tính từ cốt thép chịu kéo. Diện tích cốt thép bề mặt  $A_{sk}$  (tính bằng  $\text{mm}^2/\text{mm}$ ) theo chiều cao yêu cầu đối với mỗi mặt là:



$$A_{sk} \geq 0,001(d_e - 160) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200}$$

(4.2)

trong đó  $d_e$  là khoảng cách từ thớ chịu nén lớn nhất tới trọng tâm cốt thép chịu kéo,  $A_s$  là diện tích cốt thép thường và  $A_{ps}$  là diện tích cốt thép dự ứng lực. Khoảng cách tối đa giữa các cốt thép bề mặt không được lớn hơn  $d/6$  và 300 mm.

#### 4.1.2 Khống chế biến dạng

Biến dạng do tải trọng sử dụng có thể gây ra sự hư hỏng trên bề mặt và vết nứt cục bộ trong bản bê tông. Độ võng thẳng đứng và độ rung do chuyển động của các phương tiện giao thông có thể ảnh hưởng xấu tới tâm lý người sử dụng. Để hạn chế những ảnh hưởng này, tiêu chuẩn độ võng được đề xuất như sau:

- Đối với tải trọng xe cộ nói chung: độ võng bằng 1/800 chiều dài nhịp
- Đối với tải trọng xe cộ đặt trên công son: độ võng bằng 1/300 chiều dài nhịp

Ở đây, tải trọng xe cộ bao gồm hệ số xung kích  $IM$  và hệ số làn  $m$ .

##### 4.1.2.1. Tính độ võng

Khi tính toán độ võng do hoạt tải, độ võng phải được lấy lớn hơn so với kết quả tính toán với riêng xe tải thiết kế hoặc lớn hơn so với kết quả tính theo 25% xe tải thiết kế cùng với tải trọng làn thiết kế. Tất cả các làn thiết kế phải được đặt tải và tất cả các dầm được giả thiết là chịu lực như nhau. Điều này tương đương với việc hệ số phân bố biến dạng được tính bằng số làn chia cho số dầm.

Độ võng của cầu có thể xác định theo hai giai đoạn: (1) độ võng tức thời xảy ra tại thời điểm đặt tải và (2) độ võng dài hạn xảy ra theo thời gian do từ biến và co ngót của bê tông.

Độ võng tức thời có thể được tính toán khi sử dụng các công thức của lý thuyết đàn hồi. Mô men quán tính của mặt cắt có thể được lấy bằng mô men quán tính nguyên ( $I_g$ ) đối với các cấu kiện không nứt hoặc bằng mô men quán tính hữu hiệu ( $I_e$ ) đối với các cấu kiện đã nứt. Mô men quán tính hữu hiệu có thể được tính bằng công thức sau:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

(4.3)

$$\text{và } M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t}$$

(4.4)

Trong đó:

$M_{cr}$  = Mô men nứt

$f_r$  = Cường độ chịu kéo uốn của bê tông

$y_t$  = Khoảng cách từ trục trung hòa tới thớ chịu kéo ngoài cùng

$I_{cr}$  = Mô men quán tính tính đổi của mặt cắt đã nứt

$M_a$  = Mô men lớn nhất trong cấu kiện ở giai đoạn đang tính biến dạng

Độ võng dài hạn có thể được tính bằng độ võng tức thời nhân với hệ số sau:

- Nếu độ võng tức thời được tính theo  $I_g$ : 4,0
- Nếu độ võng tức thời được tính theo  $I_e$ :  $3,0 - 1,2 (A'_s / A_s) \geq 1,6$

Với  $A'_s$  là diện tích cốt thép chịu nén và  $A_s$  là diện tích cốt thép chịu kéo

#### 4.1.3 Phân tích ứng suất ở trạng thái sử dụng

Một dầm BTCT chịu mô men uốn được biểu diễn trên hình 4.1 và  $x$  là khoảng cách từ trục trung hòa tới thớ chịu nén ngoài cùng của mặt cắt. Giả thiết trục trung hòa đi qua sườn dầm ( $x > h_f$ ) và ứng suất tại thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng lớn hơn 80% cường độ chịu kéo uốn của bê tông ( $f_t > 0,8 f_{t,c}$ ). Chiều cao vùng chịu nén  $x$  có thể được tính từ phương trình bậc hai sau đây khi sử dụng đặc trưng hình học tính đối của mặt cắt đã nứt (xem hình 4.1):

$$b(x) \left( \frac{x}{2} \right) - (b - b_w)(x - h_f) \left( \frac{x - h_f}{2} \right) + (n - 1) A'_s (x - d') = n A_s (d - x) \quad (4.5)$$

$$x = \sqrt{B^2 + C} - B$$

Trong đó

$$B = \frac{1}{b_w} \left[ h_f (b - b_w) + n A_s + (n - 1) A'_s \right]$$

$$C = \frac{2}{b_w} \left[ \frac{h_f^2}{2} (b - b_w) + n d A_s + (n - 1) d' A'_s \right]$$

Mô men quán tính tính đối của mặt cắt đã nứt đối với trục trung hòa được tính bằng công thức sau:

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b x^3 - \frac{1}{3} (b - b_w) (x - h_f)^3 + n A_s (d - x)^2 + (n - 1) A'_s (x - d')^2 \quad (4.6)$$

Trường hợp trục trung hòa đi qua cánh dầm ( $x \leq h_f$ ) hoặc đối với mặt cắt không có cánh chịu nén, chiều cao vùng chịu nén  $x$  và mô men quán tính tính đối của mặt cắt đã nứt  $I_{cr}$  có thể được tính bằng các công thức trên khi thay  $b_w$  bằng  $b$ .

Ứng suất tại thớ bê tông chịu nén ngoài cùng:

$$f_c = \frac{Mx}{I_{cr}} \quad (4.7)$$

Ứng suất trong cốt thép chịu nén:

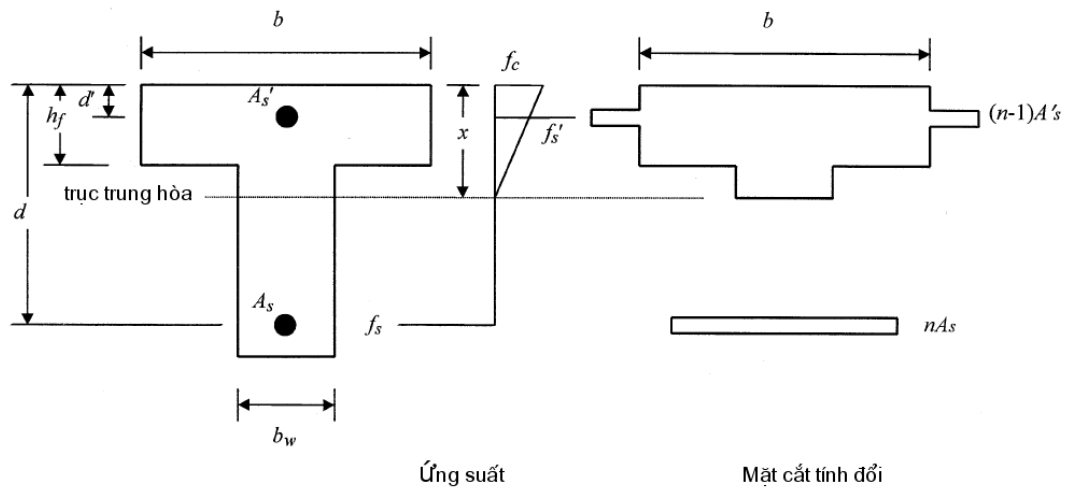
$$f'_s = \frac{nM(x - d')}{I_{cr}} = n f_c \left( 1 - \frac{d'}{x} \right) \quad (4.8)$$

Ứng suất trong cốt thép chịu kéo:

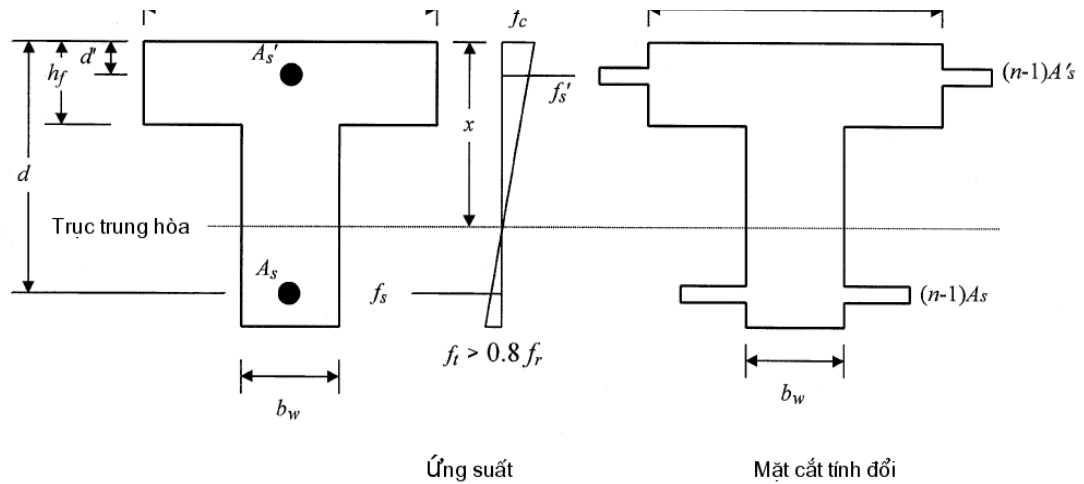
$$f_s = \frac{nM(d - x)}{I_{cr}} = n f_c \left( \frac{d}{x} - 1 \right) \quad (4.9)$$

Trong đó  $n = \frac{E_s}{E_c}$

và  $M$  là mô men được tính ở trạng thái giới hạn sử dụng.



b) Ứng suất và mặt cắt tính đổi sau khi nứt



a) Ứng suất và mặt cắt tính đổi trước khi nứt

Hình 4.1: Sơ đồ ứng suất của dầm ở TTGH sử dụng

#### 4.1.3.1. Các giới hạn ứng suất đối với bê tông

Các TTGH sử dụng cũng được xem xét trong thiết kế các cầu kiện có cốt thép dự ứng lực. Mặt cắt cầu kiện được nén trước sao cho ứng suất của bê tông  $f_c$  có thể được xác định từ các thông số của mặt cắt đàn hồi chưa nứt.

$$f_c = -\frac{P}{A_g} \pm \frac{Pey}{I_g} \mp \frac{My}{I_g}$$

(4.10)

trong đó  $P$  là lực nén trước,  $A_g$  là diện tích mặt cắt ngang,  $e$  là độ lệch tâm của lực nén trước,  $M$  là mô men do tải trọng tác dụng sinh ra,  $y$  là khoảng cách từ trọng tâm mặt cắt tới thớ tính ứng suất,  $I_g$  là mô men quán tính của mặt cắt.

Các giới hạn ứng suất đối với bê tông được cho trong bảng 4.2 và 4.3 đối với hai giai đoạn tải trọng: (1) giai đoạn truyền lực nén – ngay sau khi lực nén được truyền vào bê tông nhưng trước khi xảy ra mất mát ứng suất do từ biến và co ngót, và (2) giai đoạn tải trọng khai thác – sau khi đã xảy ra tất cả các mất mát ứng suất trước. Cường độ chịu nén của bê tông tại thời điểm đặt tải  $f'_{ci}$ , cường độ chịu nén 28 ngày  $f'_c$  và các giới hạn ứng suất đều được cho bằng MPa. Vùng chịu kéo được dự ứng lực là vùng được nén trước nhưng sẽ trở thành vùng chịu kéo khi chịu tác dụng của mô men do tĩnh tải và hoạt tải. Các giới hạn ứng suất trong các bảng này chỉ áp dụng đối với các cầu kiện dự ứng lực và không bao gồm các cầu có cấu tạo phân đoạn.

Bảng 4.2: Các giới hạn ứng suất đối với bê tông tại thời điểm truyền lực nén

Ứng suất nén <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Các cầu kiện kéo trước</li> <li>▪ - Các cầu kiện kéo sau</li> </ul>	$0,60 f'_{ci}$ $0,55 f'_{ci}$
Ứng suất kéo <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Trong vùng kéo được nén trước không có cốt thép dính bám</li> <li>▪ Trong các vùng kéo khác không có cốt thép dính bám</li> <li>▪ Trong các vùng kéo có cốt thép dính bám đủ khả năng chịu 120% lực kéo khi bê tông nứt, được tính toán trên cơ sở mặt cắt không nứt</li> <li>▪ Trong tính toán ứng suất các cọc dự ứng lực</li> </ul>	Không có $0,25 \sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ $0,58 \sqrt{f'_{ci}}$ $0,415 \sqrt{f'_{ci}}$

(Nguồn: AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 1994)

Bảng 4.3: Các giới hạn ứng suất đối với bê tông khi chịu tải trọng sử dụng

Ứng suất nén - Tổ hợp tải trọng sử dụng I <ul style="list-style-type: none"> <li>- Do tải trọng thường xuyên</li> <li>- Do tải trọng thường xuyên và tải trọng nhất thời</li> </ul>	$0,45 f'_c$ $0,60 f'_c$
Ứng suất kéo - Tổ hợp tải trọng sử dụng III đối với các cầu kiện có cốt thép dự ứng lực dính bám Vùng chịu kéo được nén trước khi giả thiết mặt cắt không bị nứt <ul style="list-style-type: none"> <li>- Đối với các cầu kiện có cốt thép dự ứng lực dính bám, làm việc trong điều kiện ăn mòn thông thường</li> <li>- Đối với các cầu kiện có cốt thép dự ứng lực dính bám, làm việc trong điều kiện ăn mòn nghiêm trọng</li> <li>- Đối với các cầu kiện có cốt thép dự ứng lực không dính bám</li> </ul>	$0,50 \sqrt{f'_c}$ $0,25 \sqrt{f'_c}$ Không được kéo

(Nguồn: AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 1994)

#### 4.1.3.2. Các giới hạn ứng suất đối với cốt thép dự ứng lực

Ứng suất kéo, do tác dụng dự ứng lực hoặc ở TTGH sử dụng, phải không được lớn hơn các giá trị quy định bởi AASHTO trong bảng 4.3 hoặc được khuyến cáo bởi các nhà sản xuất cốt thép và neo. Cường độ chịu kéo  $f_{pu}$  và giới hạn chảy  $f_{py}$  đối với tảo và thanh thép dự ứng lực có thể được lấy từ bảng 2.4

Bảng 4.4: Các giới hạn ứng suất đối với cốt thép dự ứng lực

Điều kiện	Loại thép dự ứng lực		
	Tảo thép đã được khử ứng suất dư và các thanh thép trơn cường độ cao	Tảo thép có độ chùng thấp	Các thanh thép có giới cường độ cao
Trước khi truyền lực: ( $f_{pi}$ )			
Khi kéo trước	$0,72 f_{pu}$	$0,78 f_{pu}$	-
Khi kéo sau	$0,76 f_{pu}$	$0,80 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$
Sau khi truyền lực: ( $f_{pt}$ )			
Khi kéo trước	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	-
Khi kéo sau			
Tại neo và bộ nối cáp ngay sau neo	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,66 f_{pu}$
Tại những vị trí khác	$0,7 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,66 f_{pu}$
Ở trạng thái giới hạn sử dụng: ( $f_{pe}$ )			
Sau toàn bộ mất mát ứng suất	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$

(Nguồn: AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 1994)

## 4.2 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN MỖI

Trạng thái giới hạn mỗi được sử dụng để hạn chế ứng suất trong cốt thép nhằm khống chế bề rộng vết nứt dưới tác dụng của tải trọng lặp để ngăn chặn sự phá hoại sớm hơn so với tuổi thọ sử dụng theo thiết kế của cầu. Tải trọng mỗi gồm một xe tải thiết kế với khoảng cách không đổi 9000 mm giữa hai trục 145 kN. Mỗi được xét đến ở những vùng mà ứng suất nén do tải trọng thường xuyên sinh ra nhỏ hơn hai lần ứng suất kéo lớn nhất do hoạt tải tính từ tổ hợp tải trọng mỗi. Biên độ ứng suất mỗi cho phép trong cốt thép thẳng được giới hạn bởi

$$f_f = 145 - 0,33f_{\min} + 55\left(\frac{r}{h}\right)$$

(4.11)

trong đó  $f_{\min}$  (MPa) là ứng suất nhỏ nhất trong cốt thép do tải trọng mỗi (dương đối với ứng suất kéo và âm đối với ứng suất nén) và  $r/h$  là tỉ số giữa bán kính cơ sở và chiều cao (có thể lấy bằng 0,3 khi không có số liệu thực tế).

Khi tính toán về mỗi, cần sử dụng các đặc trưng của mặt cắt đã nứt. Có thể sử dụng các đặc trưng của mặt cắt nguyên khi tổng ứng suất do tải trọng thường xuyên không nhân hệ số sinh ra và 1,5 lần tải trọng mỗi không vượt quá một giá trị ứng suất kéo bằng  $0,25\sqrt{f'_c}$ .

## CHƯƠNG 5: CẦU KÍN CHUỖN

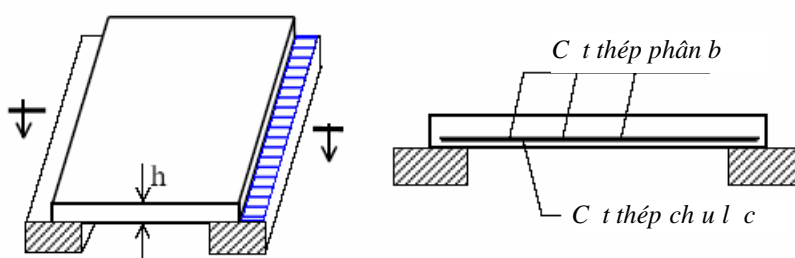
### 5.1 QUY NHẠC CHUẨN

#### 5.1.1. Cấu tạo bản và dầm

##### 5.1.1.1. Cấu tạo bản

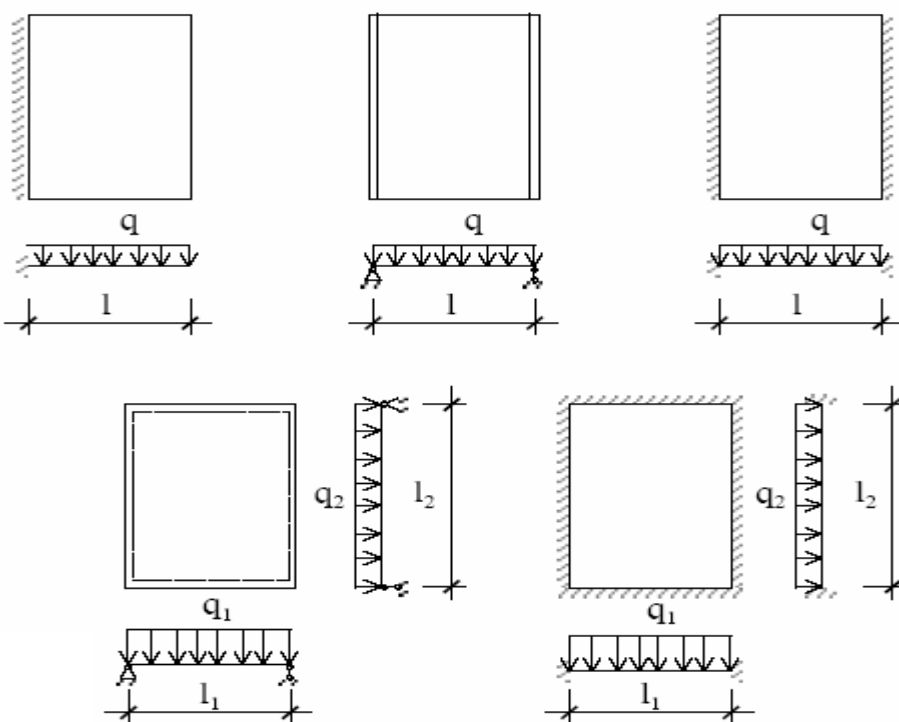
Bản là một kết cấu phẳng có chiều dày khá nhỏ so với chiều dài và chiều rộng. Chiều dày của bản thường từ 60 - 200 mm tùy theo loại kết cấu. Vật liệu làm kết cấu yêu cầu bê tông có  $f'_c \geq 28 \text{MPa}$ .

Cốt thép trong bản gồm cốt thép chịu lực và cốt thép phân bố. Cốt thép chịu lực đặt trong vùng chịu kéo do mô men gây ra. Số lượng cốt thép chịu lực do tính toán nhả ra. Cốt thép phân bố thường góc với cốt thép chịu lực và gần trung hòa hơn so với cốt thép chịu lực.

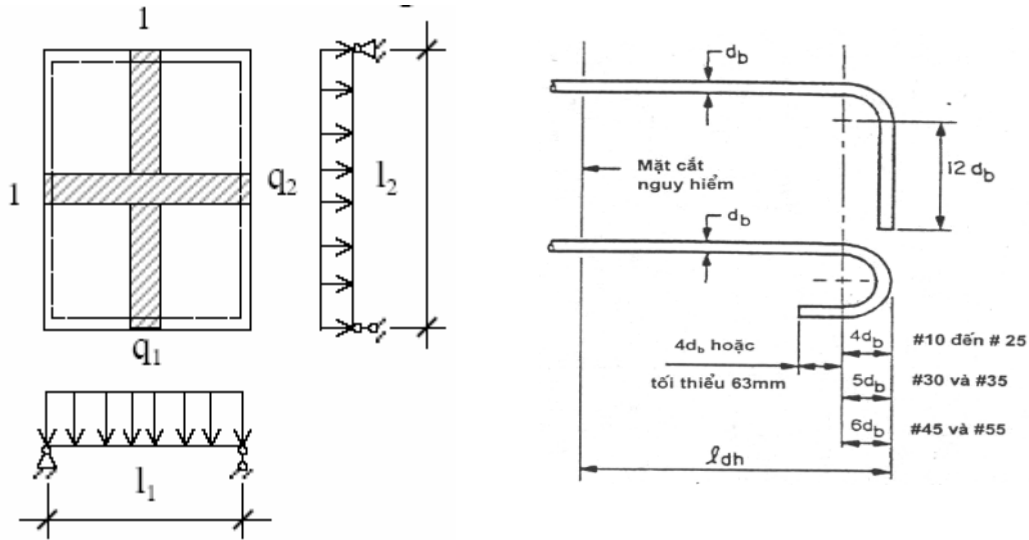


Hình 5.1: Cấu tạo bản

Theo sơ đồ làm việc của bản có các loại bản: Bản kê dầm (kê trên hai cạnh song song), bản kê bốn cạnh, bản kê ba cạnh, bản kê hai cạnh, bản kê một cạnh, bản kê bốn góc.



Hình 5.2: Các loại bản



Hình 5.3: Sơ đồ tính và cốt thép

Theo 22TCN272-05: Cốt thép phải đặt càng gần các mặt ngoài càng tốt nhưng phải thoả mãn các đòi hỏi về lớp bảo vệ cho phép. Cốt thép phải được đặt trong mỗi mặt của bản với lớp ngoài cùng đặt theo phương của chiều dài hữu hiệu. Số lượng cốt thép tối thiểu bằng  $0,570 \text{ mm}^2/\text{mm}$  thép cho mỗi lớp đáy và  $0,380 \text{ mm}^2/\text{mm}$  thép cho mỗi lớp đỉnh. Cự ly cốt thép không được vượt quá 450 mm. Cốt thép cấp 400 hoặc hơn. Toàn bộ cốt thép là các thanh thẳng, trừ các móc ở các chỗ có yêu cầu. Chỉ được dùng mối nối chập đầu.

Cốt thép phải được bố trí ở hướng phụ dưới đáy bản bằng tỷ lệ phần trăm của cốt thép ở hướng chính chịu mô men dương dưới đây:

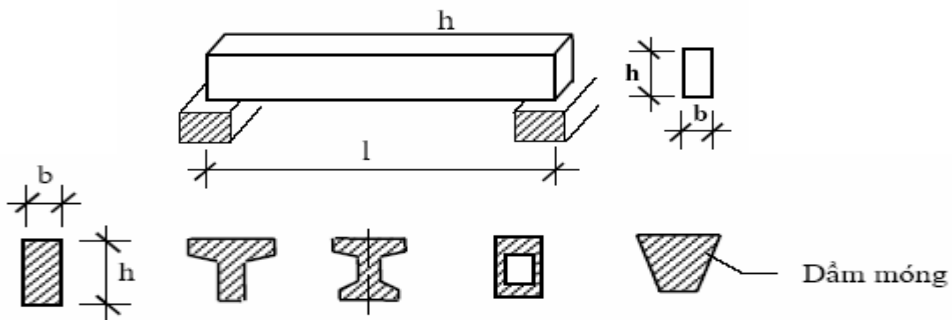
cho cốt thép hướng chính song song với làn xe:  $1750/\sqrt{S} \leq 50\%$

cho cốt thép chính vuông góc với làn xe:  $3840\sqrt{S} \leq 67\%$

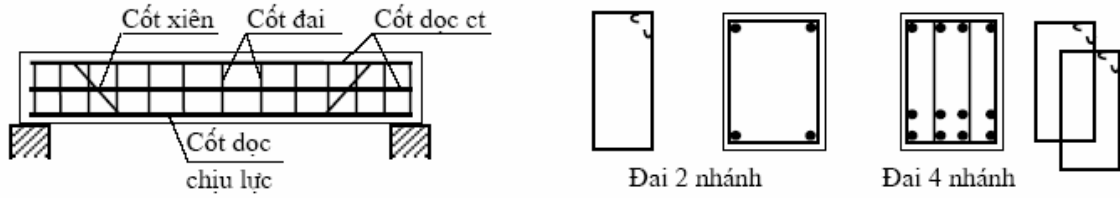
Ở đây:

S = chiều dài nhịp hữu hiệu lấy bằng chiều dài hữu hiệu ở Điều 9.7.2.3 (mm)

5.1.1.2. C u t o c a d m



Hình 5.4: Các loại hình tiết diện



Hình 5.5: Các loại cốt thép trong d m

a. Tỷ lệ d m

Đ m tỷ lệ d m: Ch nh t, ch T, ch I, hình thang, h p. Hay g p nh t v i d m nh p gi n n là tỷ lệ d m ch T, I. Trong các c u nh p liên t c, k t c u c u khung tỷ lệ d m th ng có đ ng h p.

Kích th c tỷ lệ d m:

- Kích th c tỷ lệ d m ph thu c vào tính toán, t s chi u cao v i chi u r ng c a tỷ lệ d m (h/b) th ng t 2-4.
- Chi u cao h th ng c ch n trong kho ng 1/8 n 1/20 chi u dài nh p d m.
- Khi ch n kích th c tỷ lệ d m c n ph i xem xét n yêu c u ki n trúc và vi c nh hình hoá ván khuôn.

b. C t thép trong d m:

C t thép ch y u trong d m g m c t thép đ c ch u l c, c t đ c phân b , c t thép ai và c t thép xiên.

- C t thép đ c ch u l c t vùng ch u kéo c a đ m, s l ng do tính toán nh ra. C t thép t càng xa tr c trung hoà càng t t. C t đ c ch u l c có th t r i, t ch ng, ho c bó, c n ph i tuân th yêu c u c u t o c a quy trình v c li, chi u dày l p bê tông b o v .
- C t thép đ c phân b (hay c t đ c c u t o) nh v trí c t ai, cùng v i các c t thép khác t o nên khung c ng trong khi thi công. Nó có nhi m v ch u các ng su t do co ngót, và thay i nhi t. Nó c ng là b ph n c a c t thép ch u xo n.
- C t thép ai: Bao c t thép đ c nh v c t thép đ c t o nên khung c ng trong thi công. C t ai cùng v i bê tông vùng s n và c t thép xiên làm nhi m v ch u l c c t V. C t ai kín và t th ng góc v i tr c đ m cùng v i các c t đ c phân b có tác đ ng kháng xo n.
- C t thép xiên: th ng do c t thép đ c u n lên, góc u n th ng là 45° phù h p v i ph ng c a ng su t kéo chính. Trong d m th p và b n góc nghiêng có th b ng 30°, đ m cao góc nghiêng có th là 60°.

i v i đ m BTCTD L kéo sau nh v các ng t o rãnh c n có các l i c t thép nh v .



### 5.1.2 Chiều cao tối thiểu

Bảng 5.1: Chiều cao tối thiểu thông thường dùng cho các kết cấu trên có chiều cao không

Kết cấu trên		Chiều cao tối thiểu (Góc mặt)	
		(Khi dùng cho các cấu kiện có chiều cao thay đổi thì phải chiểu chỉnh các giá trị có tính nhân ứng thay đổi về công nghệ của các mặt cắt mô men động và âm)	
Vật liệu	Loại hình	Đóng kiện	Đóng liên tục
BTCT	Bản cốt thép chôn song song vị trí xe chụ	$1.2(S + 3000)$ 30	$S + 3000 \geq 165 \text{ mm}$ 30
	Đóng T	0,070L	0,065L
	Đóng h p	0,060L	0,055L
	Đóng kết cấu cho ng i i b	0,035L	0,033L
BTCT D L	Bản	$0,030L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027L \geq 165 \text{ mm}$
	Đóng h p úc t i ch	0,045L	0,04L
	Đóng I úc s n	0,045L	0,04L
	Đóng kết cấu cho ng i i b	0,033L	0,030L
	Đóng h p l i n k	0,030L	0,025L

### 5.1.3 Chiều dày lớp bê tông bảo vệ

Lớp bảo vệ vị trí cốt thép đường trục và cốt thép ngang không bị không cần nhả các quy định trong bảng 5.2 và chiểu chỉnh theo tỉ lệ N/X.

Lớp bê tông bảo vệ vị trí ng b c kim loại a bó cấp D L không cần nhả:

- Quy định vị trí thép ch
- 1/2 đường kính ng b c
- Quy định trong bảng 5.2

Các hệ số chiểu chỉnh theo tỉ lệ X/N lấy như sau:

- $V \text{ i } N/X \leq 0,40$  lấy bằng 0,8
- $V \text{ i } N/X > 0,50$  lấy bằng 1,2

Đối với mặt bê tông trên chụ mài mòn lớp xe hoặc bánh xích phải có lớp phủ chống hao mòn dày 10mm.

Lớp bảo vệ nhả cho các thanh chính, bao gồm các thanh cốt bê tông epoxy không nhả 25mm

Lớp bê tông bảo vệ cho các thanh giằng, cốt đai có thể nhả 12mm so với quy định trong bảng 5.2 nhưng không nhả 25mm.

Bảng 5.2: Lớp bê tông bảo vệ

Trạng thái	Lớp bê tông bảo vệ (mm)
Lớp cốt thép trong mũi	100
Áp vào cốt	75
Vùng biên	75
Bên trên của các thanh cốt thép	60
Mặt ngoài khác các mũi trên	50
Lớp bên trong, khác các mũi trên	
- Với thanh cốt thép N <sub>0</sub> 36	40
- Thanh cốt thép N <sub>0</sub> 43 tới N <sub>0</sub> 57	50
Áp vào cốt thép	
- Với thanh cốt thép N <sub>0</sub> 36	25
- Thanh cốt thép N <sub>0</sub> 43 tới N <sub>0</sub> 57	50
Áp vào khuôn panen cốt thép	20
Cốt BTCT cốt thép	
- Môi trường không mòn	50
- Môi trường mòn	75
Cốt BTCT D L cốt thép	50
Cốt cốt thép	
- Môi trường không mòn	50
- Môi trường mòn	75
- Chung	75
Cốt cốt thép	
- Giếng	50
- Áp vào cốt thép trong bê tông trong cốt thép	75

### 5.1.4 Cốt thép

#### 5.1.4.1. Bê tông đúc tại chỗ

Đối với bê tông đúc tại chỗ, cự ly tịnh giữa các thanh song song trong một lớp không được nhỏ hơn:

- 1,5 lần đường kính danh định của thanh,
- 1,5 lần kích thước tối đa của cấp phối thô, hoặc
- 38 mm

#### 5.1.4.2. Bê tông đúc sẵn

Đối với bê tông đúc sẵn được sản xuất trong điều kiện khống chế của nhà máy, cự ly tịnh giữa các thanh song song trong một lớp không được nhỏ hơn:

- Đường kính danh định của thanh,
- 1,33 lần kích thước tối đa của cấp phối thô, hoặc

- 25 mm.

#### 5.1.4.3. Nhiều lớp cốt thép

Trừ trong các bản mặt cầu, có cốt thép song song được đặt thành hai hoặc nhiều lớp, với cự ly tịnh giữa các lớp không vượt quá 150mm, các thanh ở các lớp trên phải được đặt trực tiếp trên những thanh ở lớp dưới, và cự ly giữa các lớp không được nhỏ hơn hoặc 25 mm hoặc đường kính danh định của thanh.

#### 5.1.4.4. Cự ly tối thiểu của các bó cáp thép và ống bọc cáp dự ứng lực

##### a) Tào thép dự ứng lực kéo trước

Khoảng trống giữa các tào thép dự ứng lực kéo trước, bao gồm cả các bó có ống bọc, ở đầu cấu kiện và trong phạm vi chiều dài khai triển, được quy định trong Điều 5.11.4.2, không được lấy nhỏ hơn 1,33 lần kích cỡ lớn nhất của cốt liệu cấp phối và cũng không được nhỏ hơn cự ly tìm đến tìm được quy định trong Bảng 5.3.

Bảng 5.3: Cự ly tìm đến tìm

Kích cỡ tào thép (mm)	Cự ly (mm)
15,24	51
14,29 Đặc biệt	
14,29	
12,70 Đặc biệt	
12,70	44
11,11	
9,53	
	38

Khoảng trống tối thiểu giữa các nhóm bó không được nhỏ hơn hoặc 1,33 lần kích thước tối đa của cấp phối hoặc 25mm.

Các bó thép kéo trước có thể đặt thành chùm, miễn là cự ly giữa các bó quy định ở đây được duy trì. Quy định này áp dụng cho cả bó có bọc hoặc không bọc.

Các nhóm tào đường kính 15,24 mm hoặc nhỏ hơn có thể bó lại để chồng lên nhau trong mặt phẳng đứng. Số lượng các tào được bó lại bằng bất kỳ cách nào khác không được vượt quá bốn.

##### b. Các ống bọc kéo sau không cong trong mặt phẳng nằm ngang

Khoảng trống giữa các ống bọc thẳng kéo sau không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối thô.

Các ống bọc có thể được bó lại trong các nhóm không vượt quá ba, miễn là cự ly được quy định giữa các ống riêng rẽ được duy trì giữa mỗi ống nội trong vùng 900 mm của neo.

Với các nhóm bó ống bọc thì công không phải là phân đoạn, khoảng trống ngang giữa các bó liên kế không được nhỏ hơn 100 mm. Với các nhóm ống được đặt trong hai hoặc nhiều hơn mặt phẳng ngang, mỗi bó không được nhiều hơn hai ống trong cùng mặt phẳng ngang.

Khoảng trống đứng tối thiểu giữa các bó không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối thô.

Với thi công đúc trước, khoảng trống ngang tối thiểu giữa các nhóm ống có thể giảm xuống 75 mm.

### 5.1.5. Triển khai cốt thép chịu uốn

#### 5.1.5.1. Tổng quát

Các mặt cắt nguy hiểm đối với việc triển khai cốt thép chịu uốn trong các cấu kiện chịu uốn phải được lấy tại các điểm có ứng suất lớn nhất và tại các điểm nằm bên trong khẩu độ mà ở đó cốt thép kê bên kết thúc hoặc được uốn lên.

Ngoại trừ tại các điểm gối của các nhịp đơn giản và tại các nút đầu dầm hẫng, cốt thép phải được kéo dài ra xa điểm mà tại đó không có yêu cầu cốt thép dài hơn để chống lại sự uốn, với một chiều dài không nhỏ hơn :

- Chiều cao hữu hiệu của cấu kiện
- 15 lần đường kính thanh danh định, hoặc
- 1/20 lần nhịp tịnh.

Cốt thép phải tiếp tục kéo dài một chiều dài không nhỏ hơn chiều dài triển khai,  $l_d$ , được quy định trong Điều 5.11.2, ra xa điểm mà ở đó cốt thép chịu uốn được uốn lên hoặc kết thúc do không cần thiết dài hơn nữa để chịu uốn.

Không được kết thúc nhiều hơn 50% số cốt thép tại bất kỳ mặt cắt nào, và các thanh kê nhau không được kết thúc trong cùng mặt cắt.

Cốt thép chịu kéo cũng có thể khai triển bằng cách uốn qua thân dầm mà trong đó cốt thép nằm và kết thúc trong vùng chịu nén bằng bố trí chiều dài triển khai  $l_d$  tới mặt cắt thiết kế, hoặc bằng cách làm nó liên tục với cốt thép trên mặt đối diện của cấu kiện.

#### 5.1.5.2. Cốt thép chịu mô men dương

Ít nhất một phần ba cốt thép chịu mô men dương trong các thành phần nhịp giản đơn và 1/4 cốt thép chịu mô men dương trong các bộ phận liên tục phải kéo dài dọc theo cùng một mặt của bộ phận qua đường tim gối. Ở các dầm, cốt thép này phải kéo dài xa gối ít nhất 150 mm.

#### 5.1.5.3. Cốt thép chịu mô men âm

Ít nhất 1/3 tổng cốt thép chịu kéo được bố trí để chịu mô men âm tại gối phải có chiều dài ngàm cách xa điểm uốn không nhỏ hơn :

- Chiều cao hữu hiệu của cấu kiện
- 12 lần đường kính thanh danh định, và
- 0,0625 lần chiều dài nhịp tịnh.

### 5.1.6 B r ã n g b ã n c á n h đ ã m h ã u h ã u

Khi không đủ điều kiện phân tích chính xác hơn và hoặc trừ phi được quy định khác thì phải tính như dưới đây đối với trị số giới hạn của bề rộng bản bê tông, xem như bề rộng hữu hiệu trong tác dụng liên hợp để xác định sức kháng của trạng thái giới hạn.

Khi  $b_n$  và  $d_m$  BTCT c thì công li n kh i, b r ã n g b ã n c á n h t h a m g i a c h u l c c ù n g v i s ã n đ ã m ( $b_{eff}$ ) có th c tính nh sau:

đối với các dầm girda:

$$b_{eff}^I = \text{giá trị nhỏ nhất của } \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{eff}}{4} \\ 12t_s + b_w \\ \text{khoảng cách trung bình của các dầm liên kế} \end{array} \right\}$$

đối với các dầm biên:

$$b_{eff}^E = 0,5 b_{eff}^I + \text{giá trị nhỏ nhất của } (l_{eff}/8; 6t_s + 0,5b_w; \text{bờ rộng của phần nhô})$$

Trong đó:

$l_{eff}$ : Chiều dài nhịp hữu hiệu, bằng chiều dài nhịp thực đối với các nhịp girda liền kề và bằng khoảng cách giữa các trục trung tâm của biều mômen cắt ngang xuyên qua trục trung tâm của các nhịp liên tiếp

$t_s$ : Bề dày trung bình của bản

$b_w$ : Bề rộng của dầm

## 5.2 CẤU KẾT C - CÁC GIỚI THỨC BÊN

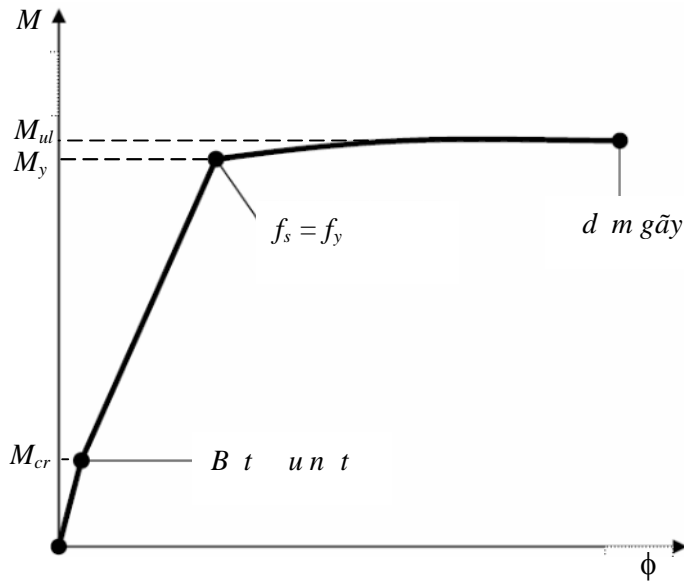
### 5.2.1 Giới hạn biến dạng

Làm thí nghiệm uốn mômen BTCT một cách nhấc hai trục trung tâm, ở biến dạng dài tính công tơ và vẽ biều mômen - công.

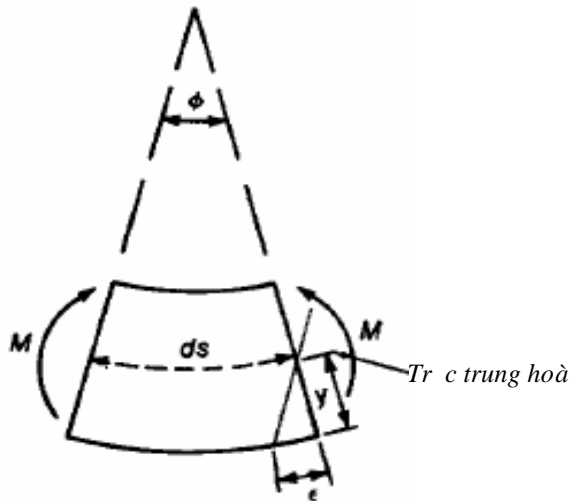
Công  $\phi$  thường là s thay đổi góc trên mặt chiếu dài đã biết trên hình 5.2

$$\phi = \frac{\epsilon}{y}$$

$\phi$  là công,  $\epsilon$  là biến dạng tại khoảng cách  $y$  từ trục trung tâm

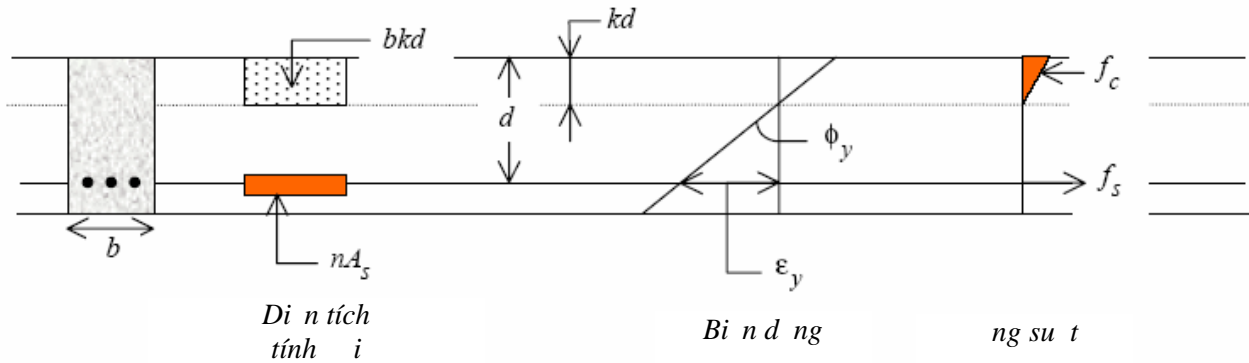


Hình 5.6 : biều mômen - công



Hình 5.7: cong c a d m

Khi b t u n t mô men trên ti t đi n n t là  $M_{cr}$ ; khi c t thép ch u kéo trên ti t đi n b t u t t i gi i h n ch y mô mem trên ti t đi n là  $M_y$ ; khi d m gãy bi n d ng nén trong bê tông t giá tr c c h n mô men t i ti t đi n ngay tr c phá ho i là  $M_{ul}$ . Mô men n t  $M_{cr}$  cho b i công th c 4.4



Hình 5.8 : S tính  $M_y$

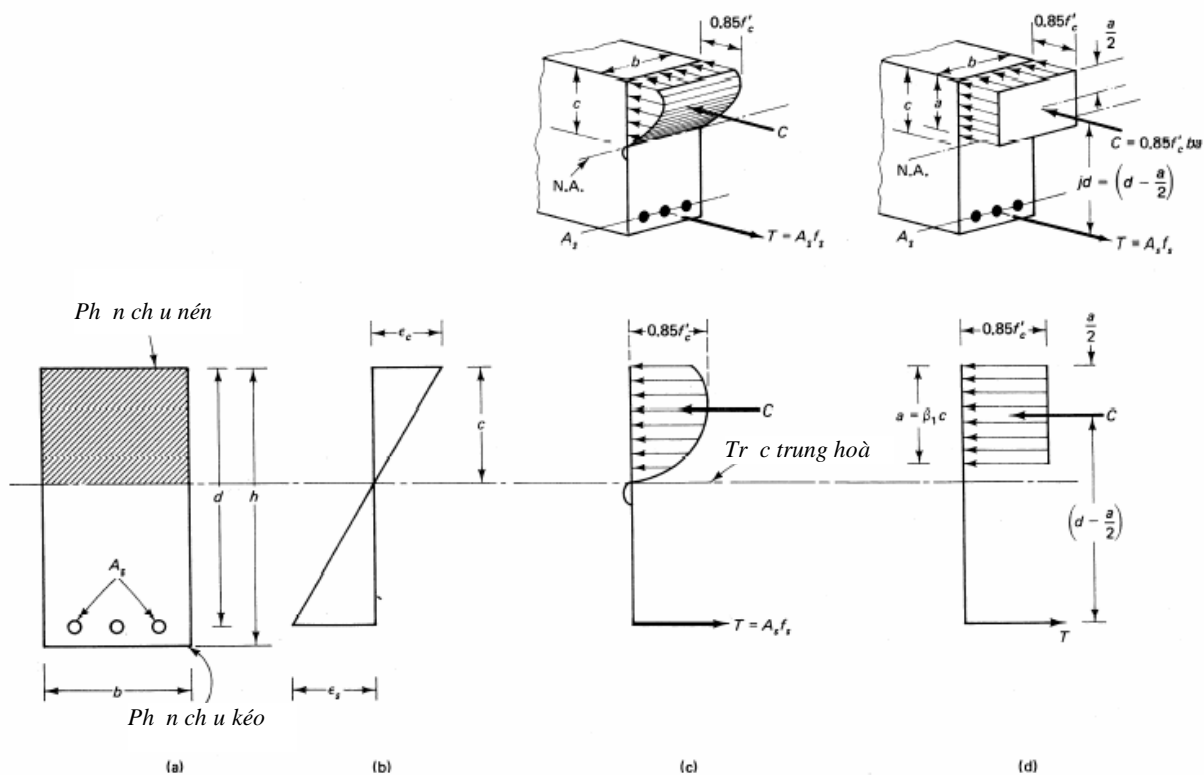
Trong ó:

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n;$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c};$$

$$f_s = f_y.$$

$M_{ul}$  s c tính trong ph n sau ây theo s



Hình 5.9: Sự phân bố ứng suất, biến dạng tính  $M_{ul}$  của tiết diện chữ nhật cốt thép trong trạng thái ứng suất biến dạng trên tiết diện thẳng góc của dầm:

Theo sự phát triển của ứng suất và biến dạng trên tiết diện thẳng góc của dầm trong quá trình thí nghiệm, người ta chia nó thành các giai đoạn:

**Giai đoạn I:** Ở trạng thái của giai đoạn này là chưa xuất hiện vết nứt trong vùng bê tông chịu kéo. Khi mô men còn nhỏ ( $M < M_{cr}$ ) có thể xem BTCT như vật liệu đàn hồi, quan hệ ứng suất biến dạng là tuyến tính. Sự phân bố ứng suất pháp theo hình 5.6. Phía dưới trục trung hoà của bê tông và thép đều tham gia chịu kéo và chưa có vật liệu nào đạt đến cường độ giới hạn. Khi mô men tăng lên, biến dạng không đàn hồi trong bê tông vùng kéo phát triển mạnh làm sự phân bố ứng suất trong bê tông vùng kéo biến dạng cong. Khi ứng suất của bê tông chịu kéo ngoài cùng đạt đến cường độ chịu kéo của bê tông ( $f_t$ ), tiết diện sẽ ngừng phát triển mô men trên tiết diện là  $M_{cr}$ , ta gọi trạng thái ứng suất biến dạng này là trạng thái  $I_a$ . Nếu dầm không nứt thì ứng suất pháp trên tiết diện không vượt quá trạng thái  $I_a$ , hay ( $M < M_{cr}$ ).

**Giai đoạn II:** Ở trạng thái này tiết diện có vết nứt lồi kéo hoàn toàn do cốt thép chịu. Khi mô men tăng lên, khe nứt phát triển dần lên phía trên. Trong vùng nén người ta vẫn xem quan hệ ứng suất biến dạng là tuyến tính.

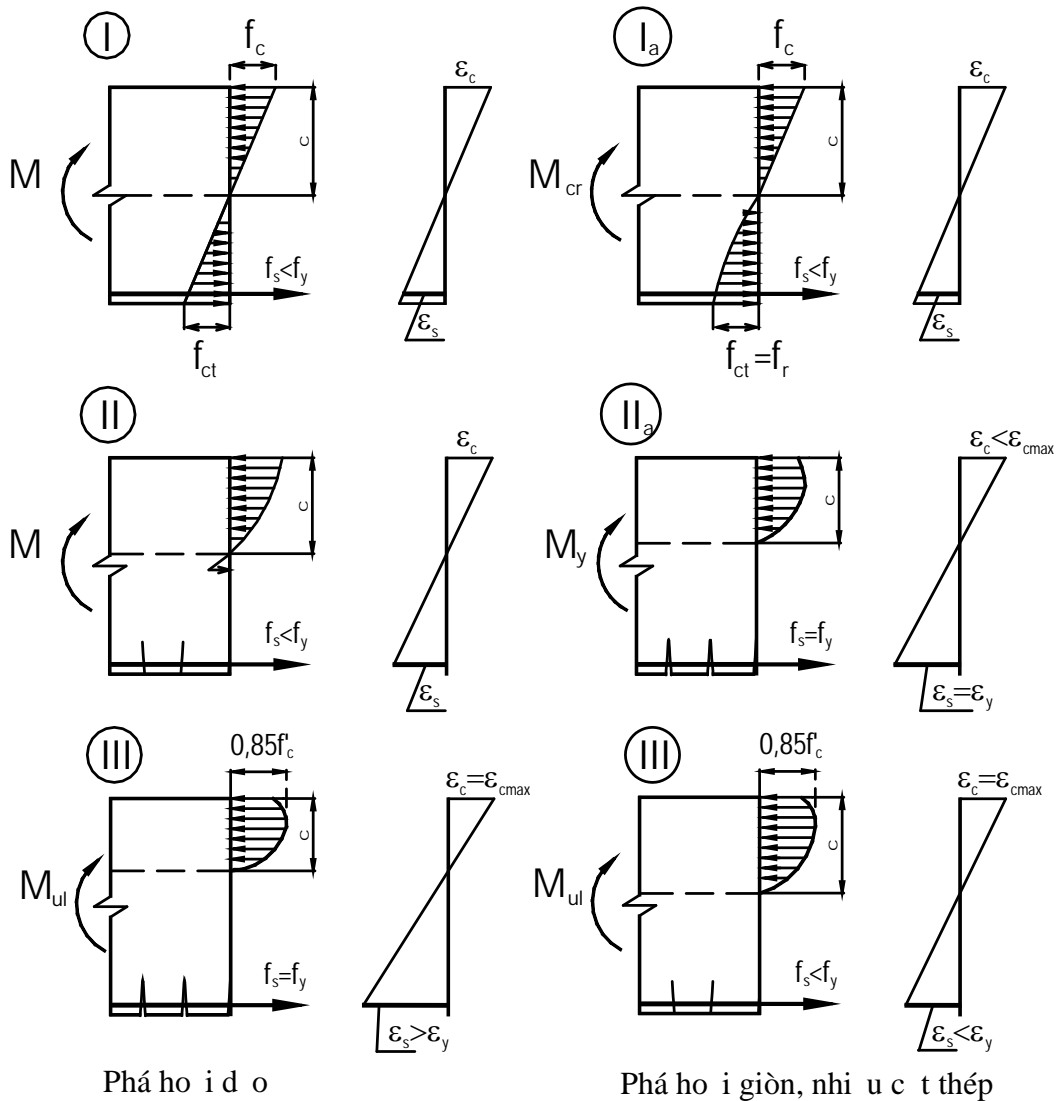
Nếu lượng cốt thép không quá nhiều thì khi mô men tăng lên tới giá trị  $M_y$ , ứng suất trong cốt thép đạt đến giới hạn chảy  $f_y$ , ta gọi trạng thái này là trạng thái  $II_a$ . Giai đoạn II dùng để tính toán BTCT theo trạng thái giới hạn sử dụng.

**Giai đoạn III:** Giai đoạn phá hoại. Khi mô men tiếp tục tăng lên, khe nứt tiếp tục phát triển lên phía trên, vùng bê tông chịu nén bắt đầu sụp đổ, ứng suất trong vùng bê tông chịu nén tăng lên trong khi

ứng suất trong cốt thép không tăng nữa (vì cốt thép đã chảy). Khi ứng suất trong bê tông vùng nén tiếp tục tăng sẽ gây ra nứt chụm nén gối giữa, bê tông chụm nén vỡ và dầm phá hoại ( $M = M_{ul}$ ). Nguyên nhân gây ra trạng thái phá hoại này là phá hoại dẻo, sự phá hoại có thể bắt đầu trong cốt thép chụm kéo hoặc ngay thì trong cốt thép chụm kéo và bê tông chụm nén. Khi thì cần chú ý nên sao cho thì tiếp diễn vào phá hoại dẻo vì như thế sẽ tận dụng hết sức chịu lực của bê tông và thép, sự phá hoại tiếp diễn vì bản chất của nó là rất có ý nghĩa.

Nếu ứng suất cốt thép chụm kéo quá nhiều ứng suất trong cốt thép chụm nén sẽ tăng giữa hai vùng mà bê tông vùng nén sẽ bị nén vỡ thì dầm sẽ phá hoại. Sự phá hoại bắt đầu vùng bê tông chụm nén, khi đó không xảy ra trạng thái II<sub>a</sub>. Đây là sự phá hoại giòn, phá hoại tiếp diễn vì vậy cần phải chú ý (do cốt thép chụm chảy), vì vậy không nên. Ta xem trạng thái phá hoại này là nguy hiểm, khi thì cần tránh cho thì tiếp diễn rơi vào trạng thái phá hoại này.

Giai đoạn III dùng để tính toán kết cấu BTCT theo trạng thái giới hạn cuối.



Hình 5.10: Các giai đoạn của trạng thái ứng suất biến dạng trên thì tiếp diễn theo góc



### 5.2.2 Các giả thiết cơ bản

Sức kháng tính toán của các cấu kiện BTCT được xác định dựa trên các điều kiện cân bằng và biến dạng thích hợp và quy định về hình thức kháng theo quy trình. Các vị trí trạng thái giới hạn của các cấu kiện chịu uốn, các giả thiết cơ bản được nêu ra như sau:

- Khi các cấu kiện có cốt thép dính bám, ứng suất tối đa trên mặt cắt ngang tại trung tâm vị trí khoanh cách tải trọng trung hòa.
- Đối với các cấu kiện có các bố tạo cấp dự ứng lực không dính bám hoàn toàn hay không dính bám một phần nghĩa là các tạo thép trong ống bọc hay mất dính bám, sự chênh lệch về ứng biến giữa bó thép và mặt cắt bê tông cũng như ảnh hưởng của độ võng đối với yếu tố hình học của bó thép phải đưa vào tính toán ứng suất trong bó thép
- Nếu bê tông không bị nứt, ứng suất lớn nhất có thể cho cho chịu nén ngoài cùng là 0,003.
- Nếu bê tông bị nứt, có thể sử dụng giá trị ứng suất lớn hơn 0,003 nếu có sự chứng minh.
- Không xét đến sức kháng kéo của bê tông.
- Giả thiết biểu đồ ứng suất - ứng biến của bê tông chịu nén là hình chữ nhật, parabol hay bất cứ hình dạng nào khác đều phải dẫn đến sự dự tính về sức kháng vật liệu phù hợp về cơ bản với các kết quả thí nghiệm.

### 5.2.3 Phân bố ứng suất khi chịu tải

Quan hệ giữa ứng suất và ứng biến của bê tông chịu nén trong các cấu kiện chịu uốn có thể coi là một khi chịu tải trọng trung bình  $0,85f'_c$  và chiều cao phân bố ứng suất  $a$ , với  $f'_c$  là ứng suất chịu nén của bê tông và  $a$  được tính bằng:

$$a = \beta_1 \cdot c$$

trong đó:

$c$ : Khoảng cách từ trục chịu nén ngoài cùng tới trục trung hòa

$\beta_1$ : Hệ số phụ thuộc vào cấp của bê tông, lấy như sau

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{với } f'_c \leq 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,65 \quad \text{với } f'_c \geq 56 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \quad \text{với } 28 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 56 \text{ MPa}$$

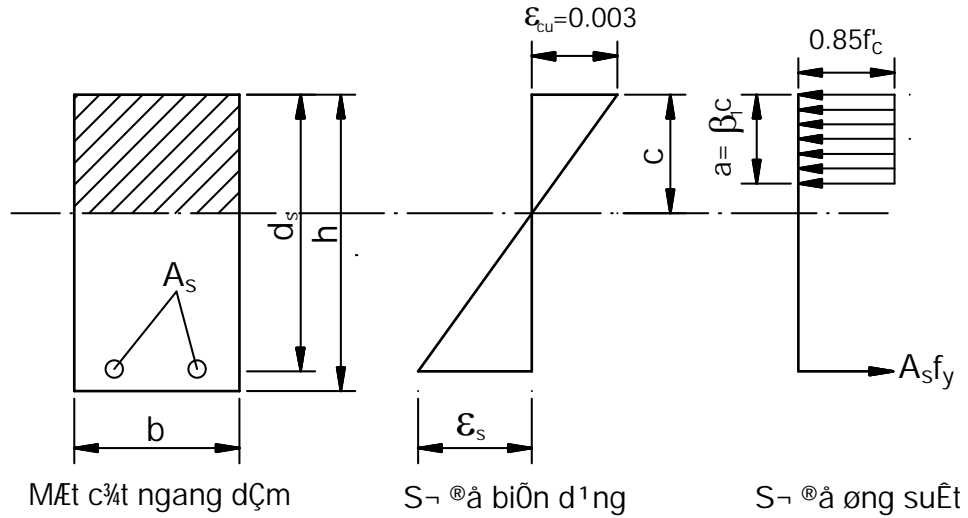
(5.1)

Consequently, các giả thiết nói trên chi áp dụng cho các cấu kiện có mặt cắt chữ nhật.

## 5.3. TÍNH TOÁN TIẾT DIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP THƯỜNG

### 5.3.1. Tính toán tiết diện chịu tải trọng:

a. Sơ đồ ứng suất - biến dạng:



b. Phương trình cân bằng:

Phương trình cân bằng phương trình chiều dọc:

$$0.85 f'_c b a = A_s f_y$$

Phương trình cân bằng mômen lấy vị trí trục qua trọng tâm cốt thép chịu kéo:

$$M_u \leq M_r = \phi M_n = \phi A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Trong đó:

$M_u$ : Mômen do ngoại lực tác dụng.

$M_n$ : Mômen sức kháng danh nghĩa.

$\Phi$ : Hệ số sức kháng.

$f'_c$ : Cường độ chịu nén của bê tông.

$f_y$ : Cường độ chảy của cốt thép chịu kéo.

$c$ : Chiều cao vùng nén.

$a$ : Chiều cao khối lượng cốt thép chịu kéo.

c. Điều kiện cân bằng:

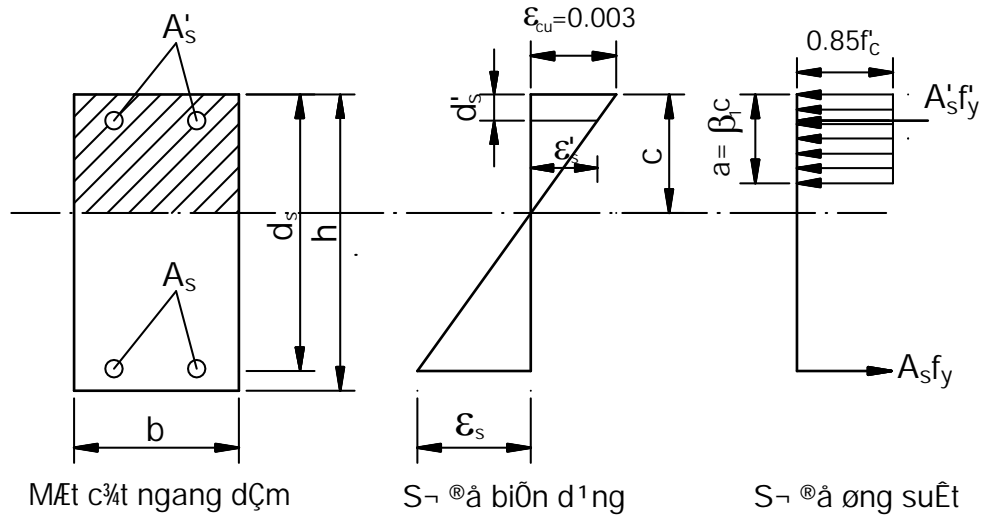
$$M_u \leq M_r = \phi M_n$$

d. Hàm lượng cốt thép

$$\frac{c}{d_s} \leq 0,42 \quad \text{và} \quad \rho \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

### 5.3.2. Tính toán tiết diện chịu uốn của cốt thép:

a. Sơ đồ tải trọng – Sơ đồ biến dạng:



b. Phương trình cân bằng:

Giả thiết cốt thép chịu kéo:  $f'_s = f_s = f_y$

Phương trình cân bằng phương ngang:

$$0,85abf'_c + A'_s f_y = A_s f_y$$

Phương trình cân bằng mômen lấy vị trí trục qua trọng tâm cốt thép chịu kéo:

$$M_u \leq M_r = \phi M_n = \phi A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d_s - d'_s)$$

Thay biến đổi:

$$\epsilon'_s = 0,003 \frac{c - d'_s}{c} = 0,003 \frac{a - \beta_1 d'_s}{a}$$

$$\epsilon_s = 0,003 \frac{d_s - c}{c} = 0,003 \frac{\beta_1 d_s - a}{a}$$

Kiểm tra thích ứng của cốt thép theo điều kiện:

$$\epsilon'_s \geq \epsilon'_y = \frac{f'_y}{E_s}$$

$$\epsilon_s \geq \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

c. Điều kiện cân bằng:

$$M_u \leq M_r = \phi M_n$$

d. Hàm lượng cốt thép

$$\frac{c}{d_s} \leq 0,42 \quad \text{và} \quad \rho \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

### 5.3.3. Tính toán tiết diện chữ T dặt cốt thép đơn

Bề rộng cánh tính toán:

Bề rộng cánh tính toán  $b_c$  của dầm giữa không lấy quá trị số nhỏ nhất trong ba trị số sau:

- $\frac{1}{4}L$  với L là chiều dài nhịp
- Khoảng cách tim giữa hai dầm
- $12h_f + b_w$

Bề rộng cánh tính toán của dầm biên lấy bằng 1/2 bề rộng hữu hiệu của dầm trong kê bên, cộng thêm trị số nhỏ nhất của:

- 1/8 lần chiều dài nhịp hữu hiệu
- $6h_f + \frac{1}{2}b_w$
- Bề rộng của phần hằng

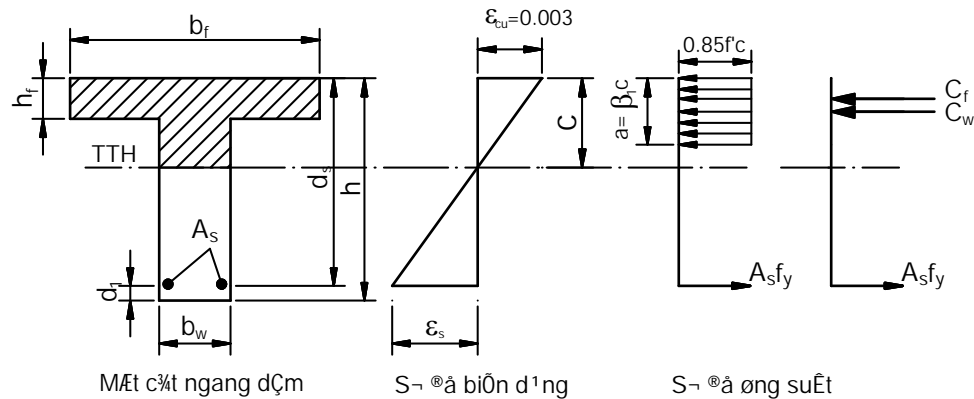
Khi tính bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu, chiều dài nhịp hữu hiệu có thể lấy bằng nhịp thực tế đối với các nhịp giản đơn và bằng khoảng cách giữa các điểm thay đổi mômen uốn (điểm uốn của biểu đồ mômen) của tải trọng thường xuyên đối với các nhịp liên tục, thích hợp cả mômen âm và dương.

Các trường hợp tính toán tiết diện chữ T:

- Khi  $c < h_f$  thì TTH qua cánh, tính như tiết diện chữ nhật.
- Khi  $c \geq h_f$  thì TTH qua sườn, tính theo bài toán tiết diện chữ T.

a. Mặt cắt chữ T đặt cốt thép đơn:

a1. Sơ đồ biến dạng và ứng suất - biến dạng



a2. Phương trình cân bằng:

Giả thiết các cốt thép chảy dẻo và trục trung hoà đi qua cánh.

Phương trình hình chiếu của nội lực nên phương trục dầm:

$$A_s f_y = 0,85 a b_w f'_c + 0,85 \beta_1 (b - b_w) h_f f'_c$$

Phương trình cân bằng mômen:

$$M_n = 0,85 a b_w f'_c \left( d - \frac{a}{2} \right) + 0,85 \beta_1 (b - b_w) h_f f'_c \left( d - \frac{h_f}{2} \right)$$

trong đó:

- $M_n$  = sức kháng danh định (N.mm)
- $\phi$  = hệ số sức kháng
- $A_s$  = diện tích cốt thép chịu kéo (mm<sup>2</sup>).
- $f_y$  = giới hạn chảy quy định của cốt thép chịu kéo (MPa).
- $f'_c$  = cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa)

- $b_f$  = bề rộng của mặt chịu nén của cấu kiện (mm)  
 $b_w$  = chiều dày của bản bụng hoặc đường kính của mặt cắt tròn (mm)  
 $\beta_1$  = hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất quy định trong Điều  
 $h_f$  = chiều dày bản cánh chịu nén của cấu kiện dầm I hoặc T (mm)  
 $a$  =  $c\beta_1$ ; Chiều cao của khối ứng suất tương đương (mm)

a3. i u k i n c n g :

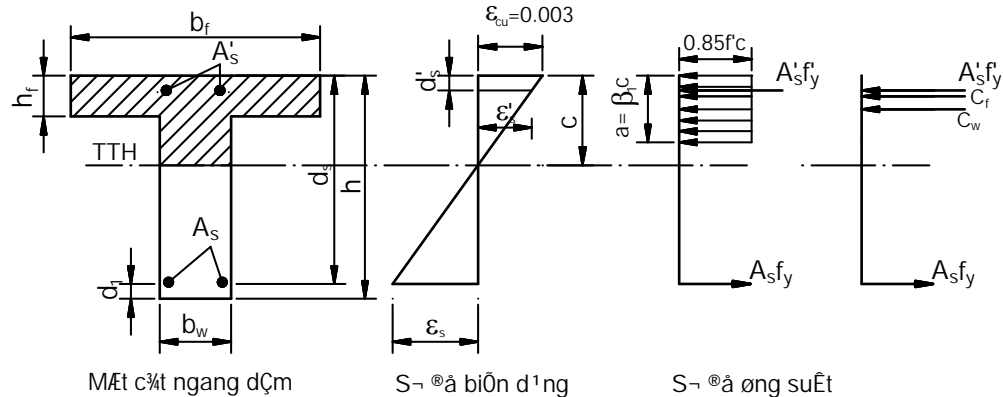
$$M_u \leq M_r = \phi M_n$$

a4. Hàm l ã n g c t thép

$$\frac{c}{d_s} \leq 0,42 \quad \text{và} \quad \rho \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

b. Mặt cắt chữ T dặt cốt thép kép

b1. S ã n g s u t – S ã b i n d n g



b2. Ph ã n g tr ã n h c b n :

Giả thiết các cốt thép chảy dẻo và trục trung hoà đi qua cánh.

Phương trình hình chiếu của nội lực nên phương trục dầm:

$$A_s f_y = 0,85 a b_w f'_c + 0,85 \beta_1 (b - b_w) h_f f'_c + A'_s f'_y$$

Phương trình cân bằng mômen:

$$M_n = 0,85 a b_w f'_c \left( d_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 \beta_1 (b_f - b_w) h_f f'_c \left( d_s - \frac{h_f}{2} \right) + A'_s f'_y (d_s - d'_s)$$

trong đó :

- $A'_s$  = diện tích cốt thép chịu nén ( $m^2$ ).  
 $f'_y$  = giới hạn chảy quy định của cốt thép chịu nén (MPa).

b3. i u k i n c n g :

$$M_u \leq M_r = \phi M_n$$

b4. Hàm l ã n g c t thép

$$\frac{c}{d_s} \leq 0,42 \quad \text{và} \quad \rho \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

## 5.4. TÍNH TOÁN TIẾT DIỆN BÊ TÔNG CẮT THÉP DẪNG L C

### 5.4.1. Chiều cao trục trung hoà của dầm có cốt thép dính bám

Xét mặt cắt ngang của mặt dầm bê tông có cốt thép cho trên hình 5.7 và biểu diễn ứng suất kèm theo. Vì các thanh kéo có dính bám, vì vậy ứng suất cho biểu diễn trong bê tông bao quanh như sau:

$$\epsilon_{cp} = -\epsilon_{cu} \frac{d_p - c}{c} = -\epsilon_{cu} \left( \frac{d_p}{c} - 1 \right) \quad (5.2)$$

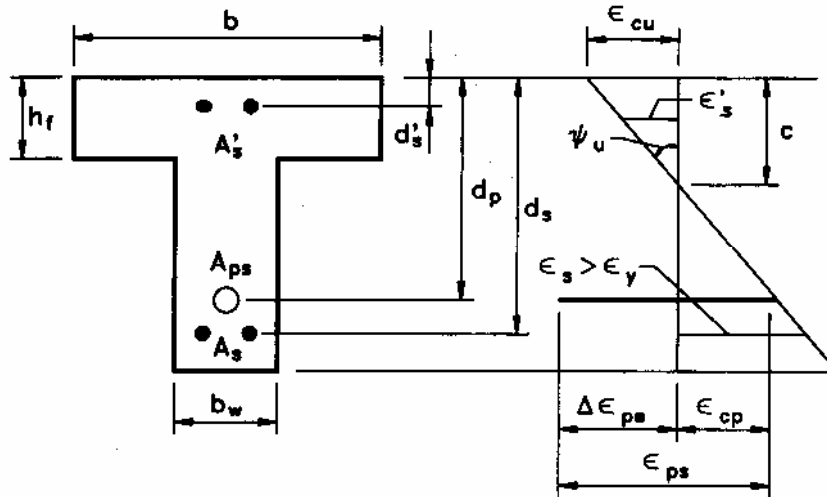
trong đó

$\epsilon_{cu}$  = biến dạng giới hạn của bê tông chịu nén đơn trục,

$d_p$  = khoảng cách từ trục chịu nén đơn trục tới trục tâm của cốt thép dẫng l c,

$c$  = khoảng cách từ trục chịu nén đơn trục tới trục trung hoà.

Cần chú ý rằng, biến dạng kéo quy định là dương và biến dạng nén quy định là âm.



Hình 5.11: Biến dạng trong mặt dầm BTCT

T biểu thức  $\epsilon_{ps}$ , biến dạng trong cốt thép dẫng l c trở thành:

$$\epsilon_{ps} = \epsilon_{cp} + \Delta\epsilon_{pe} \quad (5.3)$$

trong đó  $\epsilon_{cp}$  là biến dạng của bê tông cùng mức vị trí với cốt thép dẫng l c và  $\Delta\epsilon_{pe}$  thành phần tính gần đúng như sau:

$$\Delta\epsilon_{pe} \approx f_{pe} / E_p$$

$$\epsilon_{ps} = -\epsilon_{cu} \left( \frac{d_p}{c} - 1 \right) + \Delta\epsilon_{pe} \quad (5.4)$$

trong đó  $\Delta\epsilon_{pe}$  xấp xỉ bằng  $f_{pe} / E_p$  và là hằng số vì ở giai đoạn này (Collins và Mitchell, 1991). TTGH cũng, AASHTO quy định  $\epsilon_{cu} = -0,003$  nếu bê tông không bị nứt.

Trong bê tông bị nứt,  $\epsilon_{cu}$  có thể lớn hơn nhiều so với trong bê tông không bị nứt (Mander và các tác giả khác, 1988). Vì hai giá trị  $\Delta\epsilon_{pe}$  và  $\epsilon_{cu}$  là hằng số phụ thuộc vào sơ khai thác ứng suất

trục và lực nén nén ngang, tải ngang, bị uốn trong cốt thép đường kính  $\epsilon_{ps}$  và ứng suất tải ngang  $f_{ps}$  là hàm bậc nhất của  $c/d_p$ .

Sơ đồ cân bằng lực trong hình 5.8 có thể sử dụng xác định cao cấp trục trung hòa  $c$ . Tuy nhiên, hiện tại yêu cầu hình vẽ xác định  $f_{ps}$  là hàm bậc nhất của  $c/d_p$ . Biểu thức sau đây của Arabi Loov (1988), kiểm chứng bởi Naman (1992) và áp dụng bởi AASHTO:

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.5)$$

$$k = 2 \left( 1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (5.6)$$

Giá trị ứng suất tạo thép có cường độ  $f_{pu} = 1860$  MPa, bảng 2.4 cho  $f_{py}/f_{pu} = 0,90$ , tải trọng  $k = 0,28$ . Ngoài  $E_p = 197$  GPa, bảng qua  $\epsilon_{ce}$  và giới hạn tải trọng  $\epsilon_{cu} = -0,003$  và  $f_{pe} = 0,56f_{pu}$ , các biểu thức (5.4) và (5.5) có thể viết lại như sau

$$\epsilon_{ps} = 0,003 \frac{d_p}{c} + 0,0023$$

$$f_{ps} = 1860 \left( 1 - 0,28 \frac{c}{d_p} \right)$$

Sơ đồ cân bằng lực trong dầm trên hình 5.8 đòi hỏi hình vẽ các lực nén và lực kéo, tức là

$$C_n = T_n \quad (5.7)$$

trong đó

$$C_n = C_w + C_f + C_s \quad (5.7a)$$

$$T_n = A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y \quad (5.7b)$$

vì

$C_w$  = nội lực nén của bê tông phần nền dầm

$C_f$  = nội lực nén của bê tông phần cánh dầm

$C_s$  = nội lực nén của cốt thép thẳng

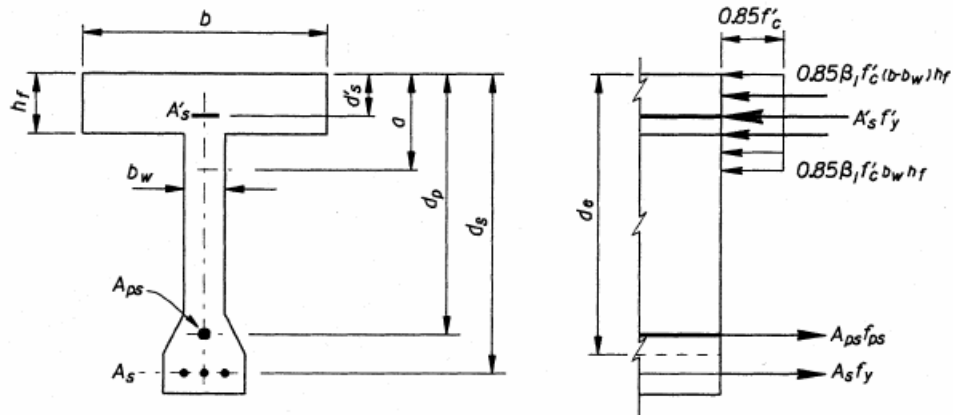
$A_{ps}$  = diện tích cốt thép đường kính

$f_{ps}$  = ứng suất trung bình trong cốt thép đường kính  $s$  của kháng uốn danh nghĩa  $d$  m

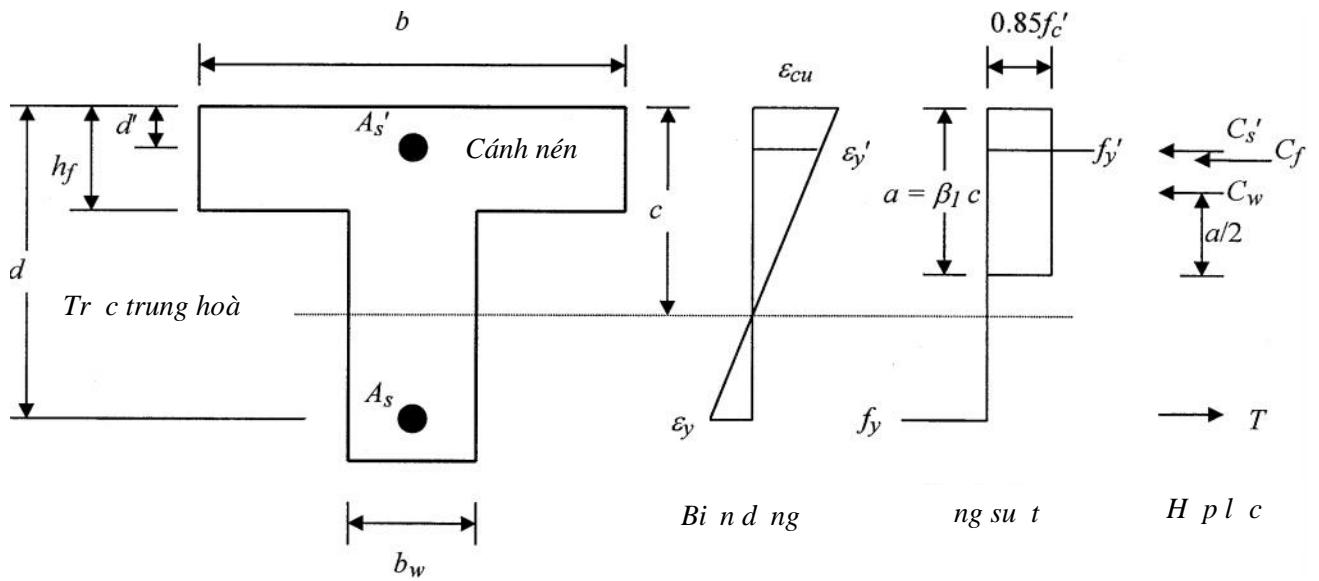
cho trong biểu thức 5.5

$A_s$  = diện tích cốt thép thẳng chịu kéo

$f_y$  = giới hạn chảy của cốt thép chịu kéo



Hình 5.12: N i l c trong m t d m BTCTD L



Hình 5.13: N i l c trong m t d m BTCT

$$C_w = 0,85f'_c a \cdot b_w = 0,85\beta_1 f'_c c b_w \quad (5.8)$$

$$C_f = 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \quad (5.8a)$$

L c nén trong c t thép ch u nén  $C'_s$ , khi gi thi tr ng bi n d ng nén c a nó  $\epsilon'_s$  trên hình 5.11 l n h n ho c b ng gi i h n bi n d ng àn h i  $\epsilon'_y$ , c tính b ng công th c:

$$C_s = A'_s f'_y \quad (5.9)$$

v i  $A'_s$  là di n tích c a c t thép ch u nén và  $f'_y$  là giá tr tuy t i c a gi i h n ch y c tr ng c a c t thép ch u nén. S ch y c a c t thép ch u nén có th c xác nh b ng cách tính toán  $\epsilon'_s$  t bi u bi n d ng tam gi ác trong hình 5.13 và so sánh v i  $\epsilon'_y = f'_y / E_s$ :

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{c - d'_s}{c} = \epsilon_{cu} \left( 1 - \frac{d'_s}{c} \right) \quad (5.10)$$

trong ó  $d'_s$  là kho ng cách t th ch u nén trên cùng t i tr c tr ng tâm c a c t thép ch u nén.

N u thay  $f'_{ps}$  t bi u th c 5.5 vào bi u th c 5.7b thì n i l c kéo t ng c ng tr thành



$$T_n = A_{ps} f_{pu} \left( 1 - k \frac{c}{d_p} \right) + A_s f_y \quad (5.11)$$

Khi thay n i l c nén t các bi u th c 5.8, 5.8a và 5.9 vào bi u th c 5.7a thì n i l c nén t ng c ng b ng:

$$C_n = 0,85\beta_1 f_c' c b_w + 0,85\beta_1 f_c' (b - b_w) h_f + A_s f_y \quad (5.12)$$

N u cân b ng n i l c kéo t ng c ng v i n i l c nén t ng c ng, có th tính c c nh sau:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A_s' f_y' - 0,85\beta_1 f_c' (b - b_w) h_f}{0,85\beta_1 f_c' b_w + k A_{ps} f_{pu} / d_p} \geq h_f \quad (5.13)$$

N u c nh h n  $h_f$  thì tr c trung hoà i qua ph n cánh và c ph i c tính l i v i  $b_w = b$  trong công th c 5.13. Công th c tính c này là công th c t ng quát và có th s d ng i v i các d m d ng l c không có c t thép th ng ( $A_s = A_s' = 0$ ) c ng nh i v i d m BTCT th ng không có c t thép d ng l c ( $A_{ps} = 0$ ).

Công th c 5.13 gi thi tr ng c t thép ch u nén  $A_s'$  ã b ch y. N u c t thép này ch a b ch y thì ng su t c a nó s c tính t  $f_s' = \varepsilon_s' E_s$ , v i  $\varepsilon_s'$  c xác nh t bi u th c 5.10. Bi u th c này i v i  $f_s'$  thay th cho giá tr c a  $f_y'$  trong công th c 5.13 và d n n m t ph ng trình b c hai i v i c. M t cách khác, có th n gi n hoá b ng vi c không xét n s tham gia c a c t thép ch u nén khi c t thép ch a b ch y và l y  $A_s' = 0$  trong bi u th c 5.13.

V i ti t di n ch T bê tông c t thép th ng : 
$$c = \frac{A_s f_y - A_s' f_y' - 0,85\beta_1 (b - b_w) h_f}{0,85\beta_1 f_c' b_w} \geq h_f$$

V i ti t di n ch nh t bê tông c t thép th ng : 
$$c = \frac{A_s f_y - A_s' f_y'}{0,85\beta_1 f_c' b}$$

V i ti t di n ch T t c t thép n : 
$$c = \frac{A_s f_y - 0,85\beta_1 (b - b_w) h_f}{0,85\beta_1 f_c' b_w} \geq h_f$$

V i ti t di n ch nh t t c t thép n : 
$$c = \frac{A_s f_y}{0,85\beta_1 f_c' b}$$

#### 5.4.2. V trí tr c trung hoà i v i d m có c t thép không dính bám

Khi c t thép ch u kéo không dính bám v i bê tông, không th s d ng s t ng thích bi n d ng v i bê tông xung quanh xác nh bi n d ng c ng nh ng su t trong c t thép d ng l c. thay th , t ng bi n d ng dài c a c t thép lúc này ph i b ng t ng bi n d ng dài c a bê tông trong ph m vi gi a các i m neo.

K t qu là ng su t phân b u trong c t thép d ng l c gi a các i m neo ph thu c v ào bi n d ng c a k t c u toàn th . xác nh ng su t trong thanh kéo không dính bám TTGH, ch p nh n ph ng trình d a trên s phân tích và các k t qu th c nghi m. B t u b ng bi u th c  $\varepsilon_{ps} = \bar{\varepsilon}_{cp} + \Delta\varepsilon_{pe}$ , gi thi tr ng bi n d ng trung bình c a bê tông  $\bar{\varepsilon}_{cp}$  có th c tính nh i v i bi n

đồng cơ bản bê tông có dính bám có hiệu chỉnh hệ số giảm dính bám  $\Omega_u$  và  $\Delta\varepsilon_{pe}$  của ly hợp bằng  $f_{pe}/E_p$ . Như vậy, hiệu chỉnh thép không dính bám:

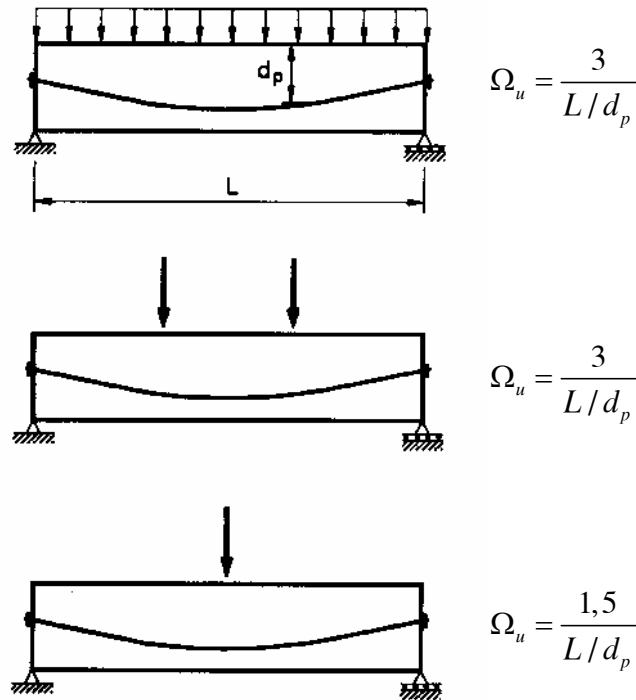
$$\varepsilon_{ps} = \Omega_u \varepsilon_{cp} + \frac{f_{pe}}{E_p} \quad (5.14)$$

trong đó  $\Omega_u$  là hệ số giảm dính bám sức kháng danh nhả nhả hiệu chỉnh thép không dính bám, cho bởi AASHTO như sau:

$$\Omega_u = \frac{3}{L/d_p} \quad \text{với vị trí phân bố tải trọng trên 1/3 chiều dài dầm gông}$$

$$\Omega_u = \frac{1,5}{L/d_p} \quad \text{với vị trí tải trọng trung tâm}$$

với  $L$  là chiều dài nhịp trong cùng của dầm  $d_p$  (xem hình 5.4).



Hình 5.14: Hệ số giảm dính bám sức kháng danh nhả nhả

Nếu thay biểu thức 5.2 vào và giả thiết rằng ứng suất kéo của cốt thép không dính bám TTGH là giá trị hạn hãm, thì biểu thức 5.14, khi nhân với  $E_p$ , trở thành:

$$f_{ps} = f_{pe} - \Omega_u \varepsilon_{cu} E_p \left( \frac{d_p}{c} - 1 \right) \leq f_{py} \quad (5.15)$$

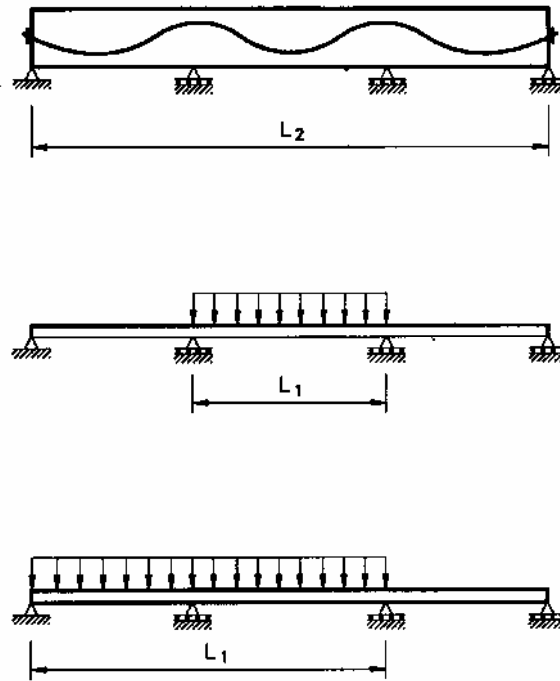
Công thức 5.15 xây dựng với nhịp đơn và các điều kiện khi thanh kéo là liên tục nhũ nhũ trên tổng chiều dài  $L_2$  giữa các neo khi mô hình thanh với chiều dài  $L_1$  chấp hành (xem hình 5.10). Sự thay đổi biểu thức do tính trung bình trên  $L_2$  bởi tỷ số  $L_1/L_2$  xác định  $f_{ps}$  hiệu chỉnh thép không dính bám:

$$f_{ps} = f_{pe} - \Omega_u \varepsilon_{cu} E_p \left( \frac{d_p}{c} - 1 \right) \frac{L_1}{L_2} \leq f_{py} \quad (5.16)$$

Biểu thức trong AASHTO tương đương với biểu thức này nhưng không có điều kiện này vì đây ứng suất đã ứng giá trị vượt quá  $\varepsilon_{cu}$ . Ngoài ra, giới hạn trên trong công thức của AASHTO là ứng suất, bằng  $0,94.f_{py}$ , là tham số giới hạn tăng lên vì là làm vì chiều dài, tức là vì vị trí đặt thép không dính bám:

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u \varepsilon_{cu}^* E_p \left( \frac{d_p}{c} - 1 \right) \frac{L_1}{L_2} \leq 0,94 f_{py} \quad (5.17)$$

trong đó  $\varepsilon_{cu}^*$  là giá trị vượt quá của  $\varepsilon_{cu}$ .



Hình 5.15: Hình ảnh a) chiều dài thanh kéo và chiều dài chụ t

Trong tiêu chuẩn thiết kế AASHTO Standard Specifications [1996], số lượng thép hai trong công thức 5.17 là ứng suất giới hạn bằng 100 MPa. Số lượng thép này có thể sử dụng làm phép nhân để tính vị trí  $f_{ps}$  nếu cần xác định bằng phương pháp tính.

Tiếp theo, công việc tiếp theo là vị trí đặt thép có dính bám trong thành lập bản vẽ thiết kế, biểu thức xác định khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép trung hòa là vị trí đặt thép không dính bám có thể như sau:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 \beta_1 f'_c b_w} \geq h_f \quad (5.18)$$

trong đó  $f_{ps}$  là giá trị vượt quá của  $f_{py}$ . Nếu không có  $h_f$  thì trục trung hòa đi qua cánh dầm và cần phải tính lại vị trí  $b_w = b$  trong biểu thức 5.18. Nếu bị dính trong cốt thép chụ t thì cần tính lại

công thức 5.10 nhằm tính số vị trí phân bố tải trọng ngang khi giá trị của  $\varepsilon'_y$  thì  $f'_y$  trong công thức 5.18 phải thay thế bằng  $f'_s$  như đã phân tích phần trước về vị trí của công thức 5.13.

Thay biểu thức 5.17 vào 5.18 sẽ thu được một phương trình bậc hai về vị trí và kết quả của radar để tính các tham số sau:

$$c = \frac{-B_1 + \sqrt{B_1^2 - 4A_1C_1}}{2A_1} \quad (5.19)$$

trong đó:

$$A_1 = 0,85\beta_1 f'_c b_w$$

$$B_1 = A_{ps} (\Omega_u \varepsilon_{cu}^* E_p L_1 / L_2 - f_{pe}) + A_s f'_y - A_s f_y + 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f$$

$$C_1 = -A_{ps} \Omega_u \varepsilon_{cu}^* E_p d_p L_1 / L_2$$

Một cách khác, có thể sử dụng phương pháp tính lợp, bắt đầu bằng một giá trị xuất phát về vị trí của các cốt thép không dính bám

$$f_{ps} = f_{pe} + 100 \text{ MPa} \quad (5.20)$$

trong biểu thức 5.18. Về vị trí của cốt thép,  $f_{ps}$  được tính từ công thức 5.17, để so sánh với giá trị thực, và một giá trị tối thiểu cần thiết. Các bước này cần lặp lại cho tới khi kết quả phù hợp với sai khác chấp nhận được.

### 5.4.3. Sức kháng uốn danh nghĩa

Vị trí và  $f_{ps}$  của cốt thép về vị trí cốt thép có dính bám cũng như cốt thép không dính bám, đã được xác định như sức kháng uốn danh nghĩa  $M_n$  về vị trí trung tâm của BTCT. Như đã nêu trong hình 5.8 và cân bằng mô men quanh  $C_w$ , ta có:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) + C_s \left( \frac{a}{2} - d'_s \right) + C_f \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

trong đó  $a = \beta_1 c$  và  $c$  không nhỏ hơn chiều dày cánh nén  $h_f$ . Thay biểu thức về vị trí  $C_f$  và  $C_s$  ta thu được:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) + A_s f'_y \left( \frac{a}{2} - d'_s \right) + 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.21)$$

Nếu chiều sâu vị trí dày cánh nén  $h_f$  hoặc chiều sâu không có cánh nén thì sức kháng uốn danh nghĩa  $M_n$  về vị trí trung tâm được tính từ biểu thức 5.21 với  $b_w$  thay bằng  $b$ .

Ta cũng có thể có được Mô men kháng danh nghĩa bằng cách vẽ phương trình cân bằng mô men về vị trí trung tâm của hình chữ nhật trong cốt thép chịu kéo. Về vị trí trung tâm của BTCT không có cốt thép dãn nở khi tải trọng chết ( $c > h_f$ ) khi vẽ phương trình cân bằng mô men theo cách này ta có:

$$M_n = 0,85 f'_c b_w a \left( d_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left( d_s - \frac{h_f}{2} \right) + A_s f'_s (d_s - d'_s)$$

Về vị trí trung tâm của BTCT khi trọng tâm nằm qua cánh ( $c < h_f$ ) hoặc chênh lệch

$$M_n = 0,85 f'_c b_w a \left( d_s - \frac{a}{2} \right) + A_s f'_s (d_s - d'_s)$$

Vị trí đặt trục T khi trục trung hòa đi qua cánh ( $c < h_f$ ) hoặc chôn trục T cột thép

$$M_n = 0,85 f'_c b_w a \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Công thức tính duy nhất về ứng suất cho phép của cốt thép có dạng sau:

$$M_u = \sum \eta_i \gamma_i M_i + \Phi M_n \tag{5.22}$$

Trong đó:

$M_u = \sum \eta_i \gamma_i M_i$ : mô men tính toán tối đa

$M_n$  : sức kháng uốn danh nghĩa

$\Phi$  : hệ số kháng

### 5.4.4 Các giới hạn về cốt thép

#### 5.4.4.1. Tính dẻo và lượng cốt thép tối đa

Tính dẻo trong dầm BTCT là một yếu tố quan trọng trong thiết kế vì nó cho phép dầm biến dạng và xoay mà không bị phá hoại. Tính dẻo cần cho phép phân phối lại tải trọng và mô men uốn trong các kết cấu bền bỉ dưới tải trọng và trong các dầm liên tục. Đây cũng là yếu tố quan trọng trong thiết kế để đạt tiêu chuẩn ứng dụng thiết kế.

Sự phá hoại dẻo trong dầm BTCT cần đảm bảo bị biến dạng dẻo của cốt thép chịu kéo. Tuy nhiên, vì cần đảm bảo tính dẻo của cốt thép khi kiểm tra phá hoại giòn của vùng nén bê tông thì chúng phải luôn luôn có sự chuyển vị thay thế của bê tông nén do các nguyên nhân khác nhau như có mặt của cánh nén, cốt thép chịu nén và sự phân phối tải của cốt thép chịu kéo thẳng và đường cong. Một cách tiếp cận tốt nhất là kiểm tra bê tông nén của bê tông bằng cách giới hạn khoảng cách cốt thép chịu nén liên tục tại trục trung hòa.

Trong dầm BTCT đường cong:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \tag{5.23}$$

Trong đó,  $d_e$  là chiều cao hiệu dụng của dầm,  $c$  tính bằng công thức sau

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \tag{5.24}$$

Trong đó,  $f_{ps}$  tính theo các công thức 5.5 hoặc 5.17, hoặc trong thiết kế sẽ có thể ghi thiết bị  $f_{py}$ .

#### 5.4.4.2. Lượng cốt thép tối thiểu

Cốt thép chịu kéo tối thiểu yêu cầu nhằm đảm bảo cho cốt thép không bị phá hoại sớm. Sự phá hoại sớm của cốt thép chịu kéo có thể xảy ra nếu không có mô men (sức kháng uốn) quy định cho cốt thép chịu kéo như vậy mô men nứt (sức kháng nứt) của dầm bê tông nguyên. Tính toán thiên về an toàn, sức kháng uốn  $M_n$  quy định cho cốt thép thẳng và đường cong có thể lấy giá trị, trong khi đó, sức kháng nứt  $M_{cr}$  tính dựa trên ứng suất chịu kéo của bê tông có thể lấy từ bảng, AASHTO đưa ra như sau:

$$\phi M_u \geq 1,2 M_{cr} \quad (5.25)$$

vì

$$M_{cr} = \frac{I_g}{y_t} f_r \quad (5.26)$$

trong đó

$f_r$ : cường độ chịu kéo khi uốn bê tông,

$I_g$ : mô men quán tính nguyên của mặt cắt ngang,

$y_t$ : khoảng cách từ trục trung hòa tới thùy chịu kéo lớn nhất.

$\Phi$ : Hệ số sức kháng

Xét mặt dầm chữ nhật có bề rộng  $b$  và chiều cao toàn bộ  $h$ , chiều cao cốt thép chịu kéo bằng  $A_s$ . Nếu vị trí cốt thép nằm ở vị trí cách đáy dầm bằng  $0,9h$  thì sức kháng uốn có thể xác định như sau:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (jd) = 0,9 A_s f_y (0,9h) = 0,8 A_s f_y h$$

Vì vị trí cốt thép  $f_r = 0,12 f'_c$  thì sức kháng uốn có thể xác định:

$$M_{cr} = \frac{1}{6} f_r b h^2 = 0,02 f'_c b h^2$$

Khi thay các biểu thức này vào công thức 2.66, sẽ rút ra được điều kiện tích cốt thép chịu kéo tối thiểu:

$$A_s \geq 0,03 b h \frac{f'_c}{f_y}$$

Hay 
$$\rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y} \quad (5.27)$$

vì  $f'_c$  là cường độ chịu nén của bê tông tại 28 ngày và  $f_y$  là giới hạn chảy của cốt thép chịu kéo. Biểu thức 5.27 có thể sử dụng để xác định cốt thép chịu kéo tối thiểu ở vị trí dầm chữ nhật không có cốt thép dãn nở. Theo AASHTO cho phép sử dụng biểu thức 10.27 để tính các mặt cắt BTCT thì không phải là chữ nhật khi thay giá trị  $bh$  bằng diện tích nguyên của mặt cắt.

22TCN272-05 quy định:

Trừ khi có các quy định khác, còn ở bất kỳ một mặt cắt nào đó của cầu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thường và cốt thép dự ứng lực chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán,  $M_r$ , ít nhất bằng 1 trong 2 giá trị sau, lấy giá trị nhỏ hơn:

- 1,2 lần sức kháng nứt được xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và cường độ chịu kéo khi uốn,  $f_r$ , của bê tông theo quy định.
- 1,33 lần mômen tính toán cần thiết dưới tổ hợp tải trọng - cường độ thích hợp quy định.

Đối với các cấu kiện không có thép dự ứng lực thì lượng cốt thép tối thiểu quy định ở đây có thể coi là thỏa mãn nếu:

$$\rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

trong đó:

$\rho_{min}$  : tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên

$f'_c$  : cường độ quy định của bê tông (MPa)

$f_y$  : cường độ chảy dẻo của thép chịu kéo (MPa)

Đối với các dầm chữ T có bản bụng dầm chịu kéo, việc xác định tỷ lệ cốt thép thường thực tế,  $\rho$ , để so sánh với yêu cầu của phương trình 5.27, phải căn cứ vào chiều rộng của bản bụng dầm.

Ví dụ 5.1

Đi kiện và các thông số cho trên hình 5.11, hãy xác định phương pháp thiết kế chịu nén lún nhớt và kiểm tra trung hòa cốt thép, ứng suất trung bình trong cốt thép dưới tải trọng  $f_{ps}$  và sức kháng uốn danh nghĩa  $M_n$  và (a) cốt thép có dính bám và (b) cốt thép không dính bám. Sức kháng bê tông có thể tra trong bảng và  $f'_c = 40$  MPa, cốt thép mức độ bền 400 và bố cấp dưới tải trọng có chiều dày vỏ ống kính 12,7 mm và cường độ chịu kéo 1860 MPa. Dầm chịu tải trọng phân bố đều với chiều dài nhịp giữa nhịp 10,67 m.

1. Các tính toán vật liệu

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0,85 - 0,05 \left( \frac{40 - 28}{7} \right) = 0,76$$

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} = 4800 \sqrt{40} = 30 \text{ GPa}$$

$$\epsilon_{cu} = -0,003$$

$$f_y = |f'_y| = 400 \text{ MPa}; E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\epsilon_y = |\epsilon'_y| = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200\,000} = 0,002$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9(1860) = 1674 \text{ MPa}$$

$$k = 2 \left( 1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2(1,04 - 0,9) = 0,28$$

$$\text{Giới hạn tải trọng } f_{pe} = 1030 \text{ MPa} > 0,5 f_{pu} = 930 \text{ MPa}$$

$$E_p = 197 \text{ GPa}$$

2. Các tính toán mặt cắt

$$b = 450 \text{ mm}, b_w = 150 \text{ mm}, h = 1000 \text{ mm}, h_f = 125 \text{ mm}$$

$$d'_s = 60 \text{ mm}, d_s = h - 63 = 937 \text{ mm}$$

$$d_p = h - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$A_s = 2500 \text{ mm}^2, A'_s = 600 \text{ mm}^2$$

$$A_{ps} = 10(98,71) = 987 \text{ mm}^2$$

3. Vị trí trục trung hòa và ứng suất trong cốt thép dưới tải trọng

Trên hình vẽ có dính bám.

Tính công thức 5.13

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s |f'_y| - 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85\beta_1 f'_c b_w + (kA_{ps}f_{pu} / d_p)}$$

$$c = \frac{987(1860) + 2500(400) - 600(400) - 0,85(0,76)(40)(450 - 150)(125)}{0,85(0,76)(40)(125) + \frac{0,28(987)(1860)}{900}}$$

$c = 366 \text{ mm} > h_f = 125 \text{ mm}$ , trục trung hòa đi qua sườn d m

T công thức 5.10

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'_s}{c}\right) = -0,003 \left(1 - \frac{60}{366}\right) = -0,00251$$

$$|\varepsilon'_s| = 0,00251 > |\varepsilon'_y| = 0,002$$

→ cốt thép chịu nén bị chảy

T công thức 10.5

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right)$$

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - 0,28 \frac{366}{900}\right) = 1648 \text{ MPa}$$

Trường hợp không dính bám

$$L = L_1 = L_2 = 10,67 \text{ m}, \Omega_u = 3d_p/L = 3(900)/10670 = 0,253$$

T công thức 5.19

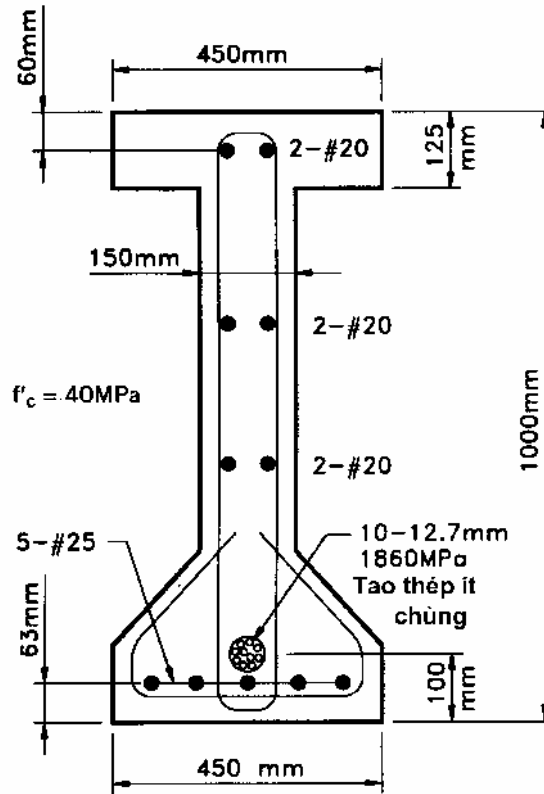
$$c = \frac{-B_1 + \sqrt{B_1^2 - 4A_1 C_1}}{2A_1}$$

$$A_1 = 0,85\beta_1 f'_c b_w = 0,85(0,76)(40)(150) = 3876 \text{ N}$$

$$B_1 = A_{ps}(\Omega_u |\varepsilon_{cu}| E_p L_1 / L_2 - f_{pe}) + A'_s |f'_y| - A_s f_y + 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f$$

$$B_1 = 987[0,253(0,003)(197\,000)(1,0) - 1030] + 600(400) - 2500(400) + 0,85(0,76)(40)(450 - 150)125 = -660\,030 \text{ N}$$





Hình 5.16: Mặt cắt ngang dầm cho ví dụ 5.1

$$C_1 = -A_{ps} \Omega_u |\varepsilon_{cu}| E_p d_p \frac{L_1}{L_2}$$

$$= -(987)(0,253)(0,003)(197\,000)(900)(1,0)$$

$$C_1 = -132\,820\,000 \text{ N}$$

$$c = \frac{660\,030 + \sqrt{(660\,030)^2 - 4(3876)(-132,82 \times 10^6)}}{2(3876)}$$

$$= 289 \text{ mm} > h_f = 125 \text{ mm}$$

→ trục trung hòa đi qua sườn dầm

Tính công thức 5.10

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'_s}{c}\right) = -0,003 \left(1 - \frac{60}{289}\right) = -0,00238$$

$$|\varepsilon'_s| = 0,00238 > |\varepsilon'_y| = 0,002$$

→ cốt thép chịu nén bị chệch

Tính công thức 10.17

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u \varepsilon_{cu}^* E_p \left(\frac{d_p}{c} - 1\right) \frac{L_1}{L_2} \leq 0,94 f_{py}$$

$$f_{ps} = 1030 + 0,253(0,003)(197\,000) \left( \frac{900}{289} - 1 \right) (1,0)$$

$$f_{ps} = 1346 \text{ MPa} < 0,94(1674)$$

= 1574 MPa, ứng suất thép hính bám

4. Sức kháng uốn danh nh

Trường hợp hính bám

$$a = \beta_1 c = 0,76 (366) = 278 \text{ mm}$$

Thi u th c 5.21

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left( \frac{a}{2} - d'_s \right) + 0,85 \beta_1 f'_c b_w h_f \left( \frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_n = 987(1648) \left( 900 - \frac{278}{2} \right) + 2500(400) \left( 937 - \frac{278}{2} \right) + 600(400) \left( \frac{278}{2} - 60 \right) + 0,85(0,76)(40)(450 - 150)125 \left( \frac{278}{2} - \frac{125}{2} \right)$$

$$M_n = 2129 \times 10^6 \text{ Nmm} = 2129 \text{ kNm}$$

Trường hợp không hính bám

$$a = \beta_1 c = 0,76 (289) = 220 \text{ mm}$$

Thi u th c 5.21

$$M_n = 987(1346) \left( 900 - \frac{220}{2} \right) + 2500(400) \left( 937 - \frac{220}{2} \right) + 600(400) \left( \frac{220}{2} - 60 \right) + 0,85(0,76)(40)(450 - 150)125 \left( \frac{220}{2} - \frac{125}{2} \right)$$

$$M_n = 1935 \times 10^6 \text{ Nmm} = 1935 \text{ kNm}$$

iv i trường hợp không có hính bám, v i cùng c t thép nh trong trường hợp có hính bám, s c kháng uốn danh nh nh h n so v i trong trường hợp có hính bám.

Ki m tra yêu c u v tính d o i v i d m trên hình 5.16 v i các c tr ng cho trong ví d

Trường hợp có hính bám

$$c = 366 \text{ mm} \quad f_{ps} = 1648 \text{ MPa}$$

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} = \frac{987(1648)(900) + 2500(400)(937)}{987(1648) + 2500(400)} = 914 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{366}{914} = 0,40 < 0,42 \quad \rightarrow \text{ m b o tính d o}$$

Trường hợp không hính bám

$$c = 289 \text{ mm} \quad f_{ps} = 1346 \text{ MPa}$$

$$d_e = \frac{987(1346)(900) + 2500(400)(937)}{987(1346) + 2500(400)} = 916 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{289}{916} = 0,32 < 0,42 \quad \rightarrow \quad \text{m b o tính d o}$$

## 5.5 M T M Á T N G S U T T R C

### 5.5.1. T ng m t m á t ng s u t t r c

Thay vì phân tích chi tiết hơn, các mất mát dự ứng suất trong các cấu kiện được xây dựng và được tạo dự ứng lực trong một giai đoạn duy nhất có thể lấy bằng :

Trong các cấu kiện kéo trước

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (5.28)$$

Trong các cấu kiện kéo sau :

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (5.29)$$

Ở đây :

$\Delta f_{pT}$  = tổng mất mát (MPa)

$\Delta f_{pF}$  = mất mát do ma sát (MPa)

$\Delta f_{pA}$  = mất mát do thiết bị neo (MPa)

$\Delta f_{pES}$  = mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)

$\Delta f_{pSR}$  = mất mát do co ngót (MPa)

$\Delta f_{pCR}$  = mất mát do từ biến của bê tông (MPa)

$\Delta f_{pR}$  = mất mát do tự chùng (dão) của cốt thép dự ứng lực (MPa)

Đối với các cấu kiện kéo trước; khi dùng Điều 5.9.5.3 để dự tính toàn bộ các mất mát cần khấu trừ phần mất mát do tự chùng thép xảy ra trước khi truyền lực,  $\Delta f_{pR1}$ , ra khỏi toàn bộ phần tự chùng thép.

Đối với các cấu kiện kéo sau, cần xét đến mất mát của lực bó thép được chỉ rõ bằng các số đọc áp lực trên thiết bị căng kéo.

### 5.5.2. Các m t m á t ng s u t t c th i

#### 5.5.2.1. M t m á t ng s u t do thi t b neo

Trong k t c u kéo sau, không ph i toàn b ng s u t sinh ra b i l c kích u c truy n vào c u ki n vì các bó cáp b tr t nh do s xê d ch v trí c a nê m ho c các chi ti t c h c khác trong neo. T ng bi n d ng  $\Delta_A$  c a các neo c gi thi t là gây ra bi n d ng u trên chi u dài c a m t bó cáp  $L$ , gây ra trong thi t b neo m t m t m á t ng s u t:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_p \quad (5.30)$$

trong đó  $E_p$  là mô đun đàn hồi của thép dầm. Giá trị  $\Delta_A$  dao động trong khoảng từ 3 đến 10 mm và thường lấy bằng 6 mm. Đối với các bó cáp dài, mất mát do thi công neo là đáng kể, nhưng đối với các bó cáp ngắn, giá trị này có thể trở nên rất có ý nghĩa.

Theo 22TCN272-05 quy định

Độ lớn của mất mát do thiết bị neo phải là trị số lớn hơn số yêu cầu để khống chế ứng suất trong thép dự ứng lực khi truyền, hoặc số kiến nghị bởi nhà sản xuất neo. Độ lớn của mất mát do thiết bị neo giả thiết để thiết kế và dùng để tính mất mát của thiết bị phải được chỉ ra trong hồ sơ hợp đồng và kiểm chứng trong khi thi công.

5.5.2.2. Mất mát do ma sát

Khi thi công bằng phương pháp kéo trực tiếp, đối với các bó thép dầm cốt thép, phải xét tình hình mất mát có thể xảy ra các thiết bị kẹp.

Khi thi công bằng phương pháp kéo sau, mất mát do ma sát giữa bó thép dầm cốt thép và ống bọc có thể tính như sau:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left( 1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right) \tag{5.31}$$

Trong đó:

$f_{pj}$  = ứng suất trong thép dầm cốt thép khi kích (MPa)

$x$  = Chiều dài bó thép dầm cốt thép từ đầu kích đến vị trí kiểm tra (mm)

$K$  = Hệ số ma sát dọc (trên mm của bó thép)

$\mu$  = Hệ số ma sát

$\alpha$  = Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của các cáp thép dầm cốt thép từ đầu kích đến vị trí kiểm tra (rad)

$e$  = Hằng số logarit tự nhiên

Các giá trị  $K$  và  $\mu$  cần dùng dựa trên số liệu thí nghiệm thực tế. Khi thiếu các số liệu này, có thể dùng các giá trị cho trong bảng 5.2

Bảng 5.4: Hệ số  $K$  và  $\mu$

Loại thép	Loại ống bọc	$K$	$\mu$
Sợi hay tạo	ống thép mạ kẽm hay nhôm mạ kẽm	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Vật liệu polyethylene	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Các ống chuyển hướng bằng thép mạ kẽm	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Thanh cốt thép cao	ống thép mạ kẽm	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

5.5.2.3. Mất mát do công nghệ nắn

a. Trong chu kỳ kéo trực tiếp

Khi các bó cáp từ chu kỳ nắn dầm cốt thép bị trượt, dầm cốt thép sẽ trượt sang và gây nén ép ở vị trí bê tông. Lực nén ép ở vị trí bê tông làm chu kỳ nắn bị biến dạng công nghệ. Sự trượt thích bị biến dạng trong bê tông và trong cốt thép làm giảm ứng suất thép và do đó gây ra mất mát ứng suất. Cần

biên độ trong cốt thép do sự gia tăng suất  $\Delta f_{pES}$  và biên độ trong bê tông do ứng suất của bê tông tại trọng tâm cốt thép  $f_{cgp}$  có vị trí như sau:

$$\frac{\Delta f_{pES}}{E_p} = \frac{f_{cgp}}{E_{ci}}$$

Từ đó rút ra công thức tính mất ứng suất do co ngót đàn hồi của bê tông trong chu kỳ kéo lần tiếp theo:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.32)$$

Trong các công thức trên:

$f_{cgp}$ : Ứng suất của bê tông trọng tâm của các bó cáp dãn lực do lực dãn lực khi truy n và tải trọng của các bộ phận chu kỳ mất ứng suất có mô men lớn nhất (MPa)

$E_p$ : Mô đun đàn hồi của thép dãn lực

$E_{ci}$ : Mô đun đàn hồi của bê tông tại thời điểm truy n lần

b. Trong chu kỳ kéo sau

Sẽ không xảy ra mất ứng suất do co ngót đàn hồi của các bó cáp dãn lực kéo cùng một lúc. Nếu các bó cáp kéo liên tiếp, bó cáp đầu tiên sẽ co ngót mất ứng suất do co ngót đàn hồi và giá trị này sẽ xác định bằng công thức như sau trong chu kỳ kéo tiếp theo.

Theo 22TCN-272-0 :

Mất ứng suất do co ngót đàn hồi trong các cấu kiện kéo sau, ngoài hệ thống bản ra, có thể lấy bằng:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3b-1)$$

trong đó:

N = số lượng các bó thép dự ứng lực giống nhau.

$f_{cgp}$  = ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép dự ứng lực do lực dự ứng lực sau khi kích và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt mô men max (MPa).

Các giá trị  $f_{cgp}$  có thể được tính bằng ứng suất thép được giảm trị số ban đầu bởi một lượng chênh lệch phụ thuộc vào các hiệu ứng co ngót đàn hồi, tự chùng và ma sát.

Đối với kết cấu kéo sau với các bó thép được dính bám  $f_{cgp}$  có thể lấy ở mặt cắt giữa nhịp, hoặc đối với kết cấu liên tục ở mặt cắt có mô men lớn nhất.

Đối với kết cấu kéo sau với các bó thép không được dính bám, giá trị  $f_{cgp}$  có thể được tính như ứng suất ở trọng tâm của thép dự ứng lực lấy bình quân trên suốt chiều dài của bộ phận.

Đối với hệ bản, giá trị của  $\Delta f_{pES}$  có thể lấy bằng 25% của giá trị tính được từ phương trình 5.9.5.2.3a-1.

### 5.5.3 Các mất ứng suất theo thời gian

#### 5.5.3.1. Mất ứng suất do co ngót

Co ngót của bê tông gây ra mất ứng suất phụ thuộc thời gian. Mất ứng suất do co ngót có thể lấy bằng:

- i v i các c u ki n kéo tr c:

$$\Delta f_{pSR} = 117 - 1,03H \quad (\text{MPa}) \quad (5.33)$$

- i v i các c u ki n kéo sau

$$\Delta f_{pSR} = 93 - 0,85H \quad (\text{MPa}) \quad (5.34)$$

trong ó, H là m t ng i bao quanh, tính trung bình hàng n m (%)

### 5.5.3.2. M t mát ng su t do t bi n

M t mát ng su t do t bi n có th c tính b ng công th c:

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (5.35)$$

$f_{cgp}$ : ng su t c a bê tông t i tr ng tâm c t thép d ng l c lúc truy n l c (MPa)

$\Delta f_{cdp}$ : Thay i ng su t trong bê tông t i tr ng tâm c t thép d ng l c do các t i tr ng th ng xuyên tác d ng (sau khi truy n l c) (MPa).

### 5.5.3.3. M t mát ng su t do chùng c t thép

M t mát ng su t do t chùng c a c t thép là m t mát ph thu c th i gian, x y ra khi c t thép c gi bi n d ng không i. M t mát ng su t t ng c ng do chùng c t thép c xác nh t hai thành ph n

$$\Delta f_{pR} = \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2} \quad (5.36)$$

Trong ó:

$\Delta f_{pR1}$ : M t mát ng su t do chùng c t thép t i th i i m truy n l c

$\Delta f_{pR2}$ : M t mát ng su t do chùng c t thép sau khi truy n l c

*T i th i i m truy n l c*

i v i c u ki n kéo tr c v i ng su t tr c ban u t i th i i m truy n l c l n h n  $0,50f_{pu}$ , m t mát ng su t do chùng c t thép c tính nh sau:

- i v i tạo thép c kh ng su t:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{10} \left[ \frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pi} \quad (5.37)$$

- i v i tạo thép có chùng th p

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{40} \left[ \frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pi} \quad (5.38)$$

Trong ó:

$t$ : th i gian k t khi truy n l c nén (ngày)

$f_{py}$ : gi i h n ch y quy nh c a thép d ng l c (MPa)

$f_{pi}$ : ng su t ban u trong bó cáp c u i giai o n kéo d ng l c (MPa)

*Sau khi truy n l c*

M t mát ng su t do chùng c t thép sau khi truy n l c có giá tr g c là 138 MPa, giá tr này gi m i liên t c theo th i gian do các m t mát ng su t khác làm gi m ng su t c a bó cáp. M t mát ng

su t do co ng n àn h i  $\Delta f_{pES}$  x y ra h u nh l p t c sau khi truy n l c, do v y nh h ãng c a nó là l n nh t. M t mát ãng su t do co ngót  $\Delta f_{pSR}$  và t bi n  $\Delta f_{pCR}$  x y ra sau m t kho ãng th i gian và có nh h ãng ít h n. M t mát ãng su t do ma sát  $\Delta f_{pF}$  có nh h ãng n m trong kho ãng gi a các m t mát nói trên. Theo AASHTO, c tính m t mát ãng su t do chùng c t thép c l y nh sau:

- i v i tao thép c kh ãng su t kéo tr c:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,4\Delta f_{pES} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (5.39)$$

- i v i tao thép c kh ãng su t kéo sau

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,4\Delta f_{pES} - 0,3\Delta f_{pF} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (5.40)$$

- i v i tao thép có chùng th p

M t mát ãng su t do chùng c t thép c tính b ãng 30% giá tr tính theo các công th c 5.39 và 5.40.

## CHƯƠNG 6: CỐT THÉP VÀ XOÀI

### 6.1. MÔ HÌNH CỐT THÉP VÀ GIỚI HẠN (STRUT AND TIE MODELS)

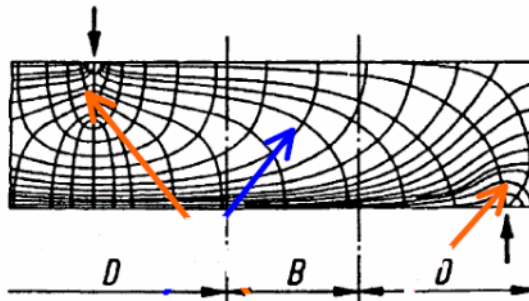
Thiết kế và cấu tạo chi tiết KCBTCT có nhiệm vụ là tính toán nội lực, hiệu ứng của tải trọng và tác động để đưa ra được: cách bố trí cốt thép, các đặc trưng mặt cắt, vật liệu. Tuy nhiên nhiệm vụ của công việc thiết kế và cấu tạo chi tiết không chỉ là giải quyết cho một số mặt cắt nhất định (những mặt cắt đã thực sự được tính toán và phân tích) mà nó phải bao gồm toàn bộ kết cấu.

Như chúng ta đã biết trong số các hư hỏng nó thường xảy ra ở những vùng không liên tục về tĩnh học và hình học như nơi có tải trọng tập trung, vị trí thay đổi đột ngột của mặt cắt, trong các khu vực này biến dạng phân bố phi tuyến, ở đây chúng ta không thể áp dụng các phương pháp thiết kế thông thường, chúng ta thường thiết kế và cấu tạo những vùng này chỉ theo kinh nghiệm mà không đưa ra được các kiểm tra với các tiêu chuẩn về cường độ. Nếu chúng ta xem tầm quan trọng của các vùng này cũng là hạn định về an toàn của toàn bộ kết cấu, chúng ta không thể đối xử với chúng nhiều hơn hay ít hơn vùng liên tục.

Để giải thích các kinh nghiệm cấu tạo và tránh các sai sót trong thiết kế đối với các vùng đã nói ở trên chúng ta nên sử dụng mô hình hệ thanh.

#### 6.1.1. Nguyên lý chung và phạm vi áp dụng:

Các ứng suất và nội lực trong kết cấu có thể được vẽ hay hình ảnh hoá dưới dạng các quỹ đạo. Những sơ đồ quỹ đạo đó gần giống các đường dòng, do vậy chúng ta có thể gọi là dòng nội lực trong kết cấu. Khái niệm và các dạng quỹ đạo lực chạy từ biên chịu tải qua kết cấu tới các gối thực sự là các công cụ hữu hiệu để hiểu đúng quá trình chịu tải của kết cấu và là sự trợ giúp tiện ích cho người thiết kế.



Hình 6.1: Quỹ đạo ứng suất trong vùng B và D

Tuy vậy các mẫu quỹ đạo tổng quát là khá phức tạp và chỉ có thể xác định đúng nhất đối với vật liệu làm việc đàn hồi tuyến tính, hơn nữa trong BTCT các đường chịu kéo chạy dọc theo cốt thép và có thể gây ra nứt và biến dạng dẻo, do vậy tốt hơn hết là trong các bài toán thực tế, cần đơn giản hoá hình đồ quỹ đạo và làm cho phù hợp với những đặc điểm, tính chất riêng biệt của kết cấu bê tông.

Vào đầu năm 1899, W.Richter đưa ra mô hình dàn thanh đơn để hình ảnh hoá nội lực trong các dầm chịu nứt. Từ đó E.Morsch đã sử dụng làm cơ sở thiết kế dầm bê tông. Trong những nghiên cứu gần đây Cook và Collins đều sử dụng phương pháp đó để tìm ra nội lực trong kết cấu.



Việc tổng quát hoá mô hình dần thành mô hình Strut-and-Tie tạo ra khả năng ứng dụng thực sự của nó đối với các cấu kiện BTCT và của toàn bộ kết cấu.

Để đạt được mục đích này, các quỹ đạo ứng suất của các trường ứng suất riêng biệt trong kết cấu và các lực tương tác từ cốt thép chúng được xem xét và độ cong của chúng được lý tưởng hoá theo dạng của các phần tử kéo hoặc nén trong một mô hình hệ thanh thẳng. Dòng của các nội lực có thể được phác hoạ và được định rõ bởi phương pháp đường tải trọng và được lý tưởng hoá trong mô hình hệ thanh thích hợp. Bởi vậy các thanh chống và các thanh kéo (hoặc chính xác là các trường ứng suất bê tông và cốt thép) được định kích thước bởi các nội lực của mô hình như đã thiết lập, với sự cân nhắc thích đáng của sự lệch và neo của các lực, đang được lý tưởng hoá theo dạng của các nút.

Nhiều khi chỉ có sự phát triển của một mô hình hệ thanh sẽ là đủ để nhận biết những điểm yếu trong một kết cấu và thực chất là cung cấp thiết kế chi tiết, bằng cách minh hoạ để nhận biết yêu cầu cốt thép tại điểm đưa ra của kết cấu.

Phương pháp đã được đưa vào quy trình CEB/FIP-Model code 90 và Euro code 2, ACI, AASHTO.

Với mục đích đơn giản như một qui luật chung, các kết cấu là được phân tích riêng trong một vài mặt trục giao. Vì vậy chúng ta hầu hết dành quan tâm với mô hình hệ thanh phẳng. Nhờ đó quan hệ giữa các mô hình trong các mặt khác nhau sẽ được tính toán bằng các lực tương tác hoặc các ứng suất.

Đôi khi nó trở nên cần thiết để đưa ra một cái nhìn tỷ mỉ tại những vùng nào đó của kết cấu bằng những mô hình hệ thanh cục bộ. Điều này cho phép chúng ta sẽ sử dụng các mô hình hệ thanh trở nên tinh tế hơn của những vùng đặc biệt quan tâm với những điều kiện biên nhận được từ một mô hình tổng thể.

### **6.1.2 Phân chia kết cấu thành các vùng B và D:**

Về mặt phương pháp thấy rằng rất hợp lý và thuận tiện khi phân chia mỗi mặt phẳng kết cấu cần quan tâm thành hai loại vùng khác nhau mà sẽ được giải quyết khác nhau gọi là vùng B có thể dùng giả thuyết Becnuli hay giả thuyết uốn, và vùng D là vùng không liên tục. Chính xác hơn với các vùng B phải thoả mãn giả thuyết Becnuli về mặt cắt ngang vẫn phẳng sau khi uốn, do vậy khi thiết kế vẫn có thể áp dụng các phương pháp thiết kế thông thường. Ngược lại, các vùng D là những vùng của kết cấu mà không thể áp dụng các phương pháp tính toán thông thường và do vậy cần phải tìm hiểu kỹ hơn.

#### **6.1.2.1. Vùng B**

Các vùng B được thấy trong các dầm và bản có chiều cao hay bề dày không đổi (hoặc ít thay đổi) trên toàn kết cấu và tải trọng là phân bố đều. Trạng thái ứng suất tại một mặt cắt bất kỳ để dàng tính toán từ các tác động tại mặt cắt (mô men uốn, mô men xoắn, lực cắt, lực dọc trục) bằng các phương pháp thông thường.

Với các điều kiện là vùng này không bị nứt và thoả mãn định luật Hooke, các ứng suất sẽ được tính toán theo lý thuyết uốn sử dụng các đặc trưng mặt cắt (như là diện tích mặt cắt, mô men quán tính...).

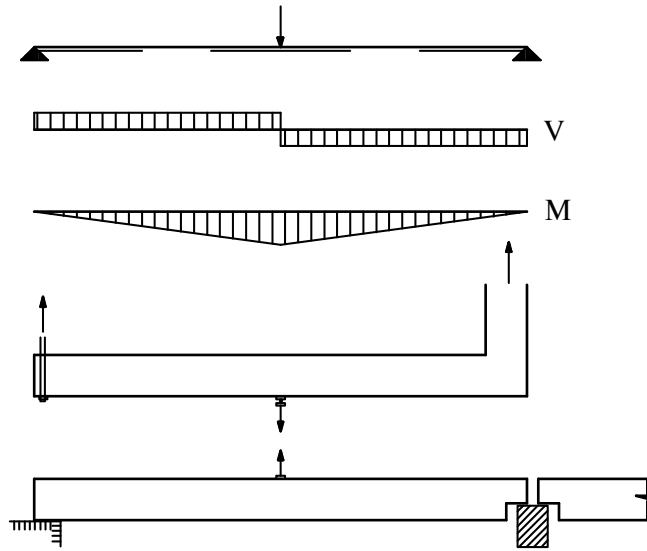
Khi ứng suất kéo vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông, mô hình dần hoặc một trong những phương pháp tính toán thiết kế kết cấu bê tông cốt thép được xây dựng cho vùng B sẽ được áp dụng thay cho lý thuyết uốn.

### 6.1.2.2. Vùng D

Các phương pháp chuẩn trên không thể áp dụng cho các vùng mà phân bố biến dạng phi tuyến, đó là các miền có sự thay đổi đột ngột về hình học (gián đoạn hình học) hoặc có các lực tập trung (gián đoạn tĩnh học). Gian đoạn hình học gặp ở các dạng hốc (chỗ lõm, lồi) các góc khung, những đoạn cong và những khe hoặc lỗ.

Gián đoạn tĩnh học phát sinh từ các lực tập trung hoặc các phản lực gối và các neo cốt thép dự ứng lực. Các kết cấu có phân bố biến dạng phi tuyến trên toàn bộ các mặt cắt của kết cấu như trường hợp các dầm cao, được xem là toàn bộ vùng D.

Không giống như vùng B trạng thái ứng suất của vùng D không thể xác định được từ nội lực của mặt cắt bởi vì không biết được sự phân bố của biến dạng. Để giải thích điều này hãy xem hình 6.2, hình này cho thấy rằng mặc dù xác định được sự phân bố nội lực trong những dầm khác nhau nhưng trạng thái ứng suất tại gối tựa của các dầm đó không thể phân tích được khi thiếu sự giải thích của các kiểu đặt tải.



Hình 6.2: Các kết cấu có cùng kiểu phân bố nội lực nhưng các vùng D gần gối sẽ khác nhau nhiều

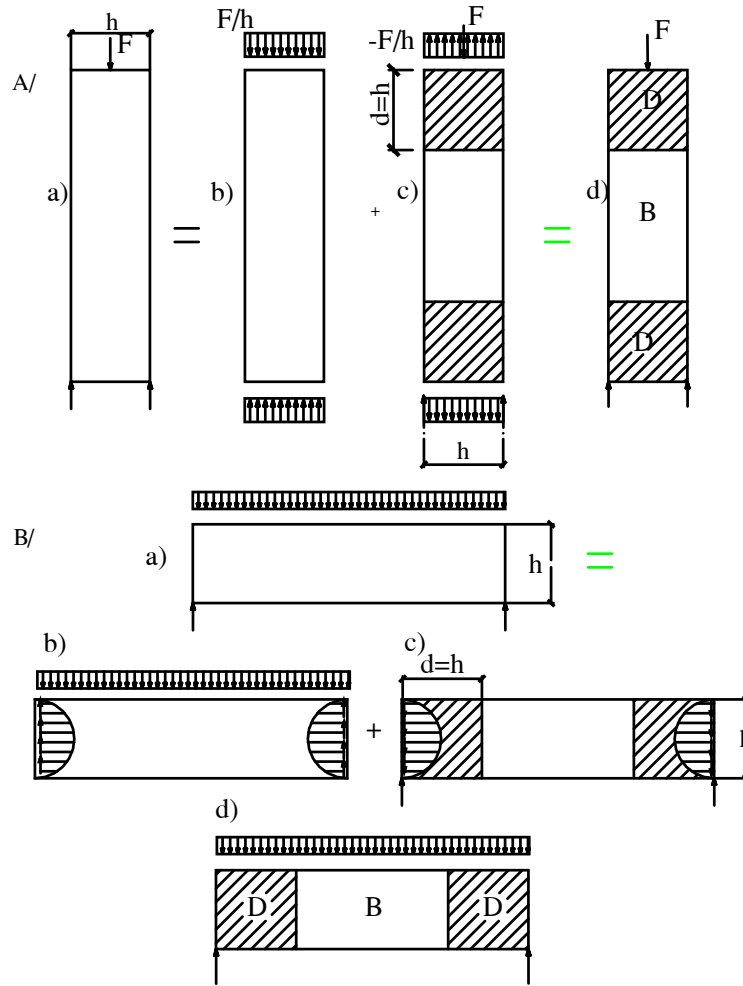
Các nội lực mặt cắt của vùng B và các phản lực gối của kết cấu là cơ sở cho việc thiết kế các vùng B và D. Do đó bước đầu tiên sẽ là phân tích một hệ thống tĩnh học thích hợp theo như thực hành chung. Đương nhiên điều này chỉ áp dụng với các kết cấu gồm các vùng B. Với các kết cấu chỉ có toàn vùng D như các dầm cao việc phân tích nội lực mặt cắt có thể bỏ qua nhưng phản lực gối tựa là thường xuyên cần thiết.

### 6.1.2.3. Xác định đường biên của vùng D

Trong vùng B quỹ đạo ứng suất ít thay đổi, ngược lại trong vùng D nó thay đổi hỗn loạn. Cường độ ứng suất giảm nhanh theo khoảng cách tính từ nơi gốc tập trung ứng suất. Đặc điểm này cho phép phân biệt vùng B và D trong một kết cấu.

Với mục đích tìm phác thảo đường phân chia giữa vùng B và D, trình tự được đề xuất dựa trên cơ sở sự làm việc đàn hồi và được giải thích bởi ví dụ sau:

Nguyên lý chung là chia nhỏ trạng thái ứng suất thực của kết cấu (a) theo trạng thái của ứng suất (b) làm thoả mãn giả thuyết Bernoulli và trạng thái bù của ứng suất(c).



Hình 6.3: A) Cột với tải trọng tập trung

B) Dầm giản đơn tải phân bố đều gối trực tiếp

Áp dụng nguyên lý Saint Venant, nó được xem rằng ứng suất phi tuyến ở xa là không đáng kể, như tại khoảng cách đủ xa như xấp xỉ với khoảng cách lớn nhất giữa bản thân của các lực cân bằng. Khoảng cách này định phạm vi của vùng D minh họa như ví dụ hình 6.3. Nên chú ý rằng mọi trường hợp của các dầm khoảng cách này bằng chiều cao của mặt cắt tại vị trí đó. Nó cũng đề cập rằng các bộ phận bê tông đã nứt có những khó khăn khác nhau trong những phương diện khác nhau. Điều này có thể ảnh hưởng đến phạm vi của vùng D nhưng không cần thảo luận hơn từ nguyên lý Saint Venant. Bản thân các đường phân chia vùng B và D mục đích ở đây chỉ phục vụ giống như sự giúp đỡ về mặt định tính trong phát triển mô hình hệ thanh.

Không chỉ là sự phân chia của kết cấu thành những vùng B và D để hiểu biết nội lực trong kết cấu mà nó còn giải thích rằng quy luật đơn giản  $l/h$  để phân biệt các loại dầm như là dầm cao, cánh tay đòn ngắn, dài.

#### 6.1.2.4. Phát triển mô hình hệ thanh

Trái lại yêu cầu thiết kế cho những vùng B có thể dễ dàng thoả mãn bởi một vài mô hình tiêu chuẩn, các vùng D thường xuyên yêu cầu một mô hình hệ thanh riêng để phát triển phù hợp với điều kiện đặc trưng của vùng đang xem xét.

Những trình tự sau đây có ý định đưa ra vài hướng dẫn để phát triển mô hình hệ thanh như thế nào cho phù hợp những yêu cầu đặc trưng của bất kỳ một trường hợp nào, nó phản ánh một bức tranh đúng của các dòng nội lực với mục đích : mô hình sẽ đáp ứng giống như kết cấu thực. Phát triển mô hình hệ thanh là có thể so sánh được với nhiệm vụ của việc chọn một hệ tiêu biểu trên cả hai điều kiện hiểu biết và kinh nghiệm đều được yêu cầu.

##### Các bước chung

Đầu tiên những điều kiện biên của những vùng được mô hình hoá phải được định rõ đầy đủ . Để đạt được kết quả này chúng ta có thể làm như sau :

- Định rõ kích thước hình học, tải, những điều kiện gối tựa của toàn bộ kết cấu. Chú ý rằng điều này có thể yêu cầu giả thiết một vài lượng chưa biết như các kích thước yêu cầu mà sẽ được kiểm tra thêm nếu cần thiết thì hiệu chỉnh.
- Chia 3 kích thước kết cấu bởi những mặt khác nhau để dễ dàng phân tích riêng bởi mặt trung bình của hệ thanh. Trong phần lớn các trường hợp kết cấu sẽ được chia theo các mặt trục giao (vuông góc) hoặc có thể song song với nhau . Một dầm T làm ví dụ yêu cầu cánh dầm và sườn dầm được mô hình hoá riêng rẽ. Những điều kiện biên được định rõ từ giao nhau của các mặt, mà với dầm T là chỗ tiếp giáp cánh và sườn.
- Xác định phản lực gối tựa bằng các hệ thống tĩnh học lý tưởng (như khung, dầm liên tục). Với những kết cấu siêu tĩnh giả thiết sự làm việc là đàn hồi tuyến tính. Chú ý rằng sự phân bố lại mô men do nứt, biến dạng dẻo và từ biến có thể được cân nhắc.
- Chia kết cấu thành những vùng B và D
- Xác định nội ứng suất của những vùng B và xác định kích thước vùng B bằng những mô hình hệ thanh hoặc sử dụng những phương pháp tiêu chuẩn từ quy trình.
- Định rõ những lực tác dụng trên riêng vùng D để phục vụ như là đường đi của chúng. Ngoài tải trọng ra điều này còn bao gồm những ứng suất biên trong những mặt cắt phân chia “D” và “B”, chúng được lấy từ thiết kế vùng “B” như chúng là kết quả của các giả định và mô hình của B
- Kiểm tra những vùng D riêng rẽ theo sự cân bằng.

#### 6.1.3 Một số mô hình tiêu biểu.

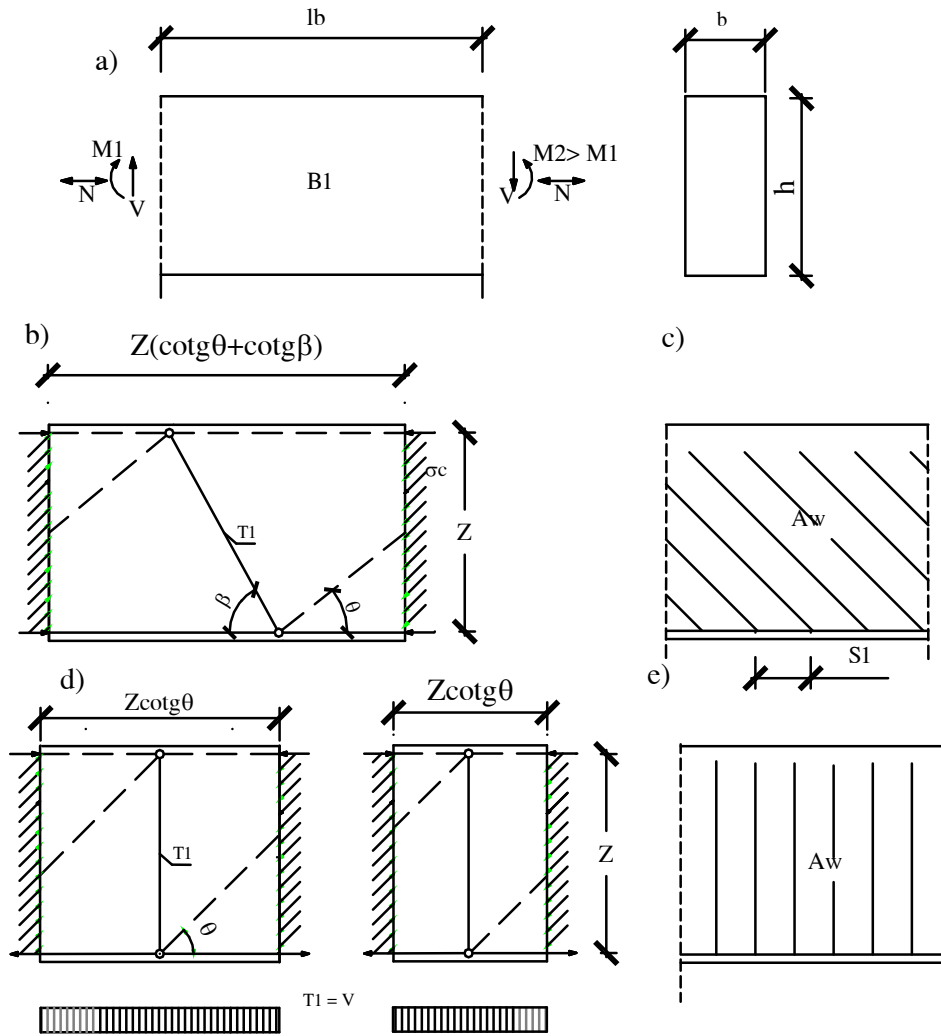
Các mô hình tiêu biểu sau đây đều dựa trên cơ sở ứng suất không đổi theo bề dày của kết cấu (phương thẳng góc với mặt phẳng uốn).

Các cốt thép thu được từ mô hình hệ thanh thường thường phải thêm vào các cốt thép phân bố trên bề mặt để kiểm soát nứt và chịu các ứng suất phụ do co ngót và thay đổi nhiệt.

##### 6.1.3.1 Mô hình tiêu biểu của vùng B

Mô hình dàn chuẩn sau thích hợp cho các vùng B đã bị nứt chịu M, N, Q. Trong trường hợp này các thanh nén đại diện cho hợp của các trường ứng suất nén xiên, các thanh kéo đại diện cho các lực

phân bố trên chiều dài  $Z \cot \theta$ . Từ sơ đồ hình học của mô hình ta thu được các lực trong thanh nén, thanh kéo và các dữ liệu liên quan đối với trường hợp lực cắt  $Q$  không đổi như bảng sau :

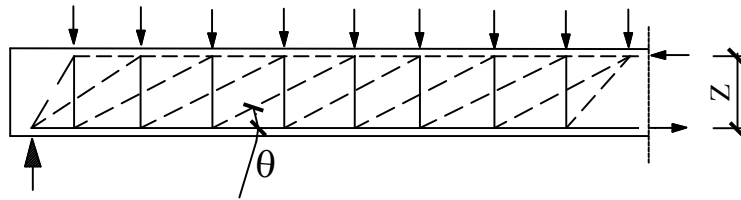


Hình 6.4- Mô hình tiêu biểu vùng  $B1$  : a) Vùng  $B$  và các nội lực; b) Mô hình dàn chuẩn với các thanh kéo nghiêng; c) Cốt thép tương ứng; d) Mô hình dàn chuẩn với các thanh kéo thẳng đứng và mô hình vùng  $B$  ngắn; e) cốt thép tương ứng

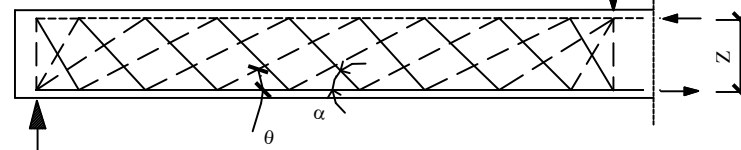
Bảng 6.1: Lực trong các thanh và các dữ liệu nhận được từ mô hình dàn với vùng B có lực cắt không đổi và không có lực dọc trục

	$45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$	$\beta = 90^\circ$
Khoảng cách các thanh kéo $a_T$	$Z(\cotg\beta + \cotg\theta) \cdot \sin\beta$	$Z \cdot \cotg\theta$
Khoảng cách các thanh nén $a_c$	$Z(\cotg\theta + \cotg\beta) \cdot \sin\theta$	$Z \cdot \cos\theta$
Lực trong thanh nén	$C = M/Z - V \cdot (\cotg\theta - \cotg\beta) / 2$	$C = M/Z - V(\cotg\theta) / 2$
Lực trong thanh kéo	$T = M/Z + V \cdot (\cotg\theta - \cotg\beta) / 2$	$T = M/Z + V(\cotg\theta) / 2$
$\sigma_{cc}$	$V / [bZ(\cos\theta + \cotg\beta)\sin^2\theta]$	$V / [bZ\sin\theta \cos\theta]$
$n_{swd} = q_d$	$V / Z[(\cotg\theta + \cotg\beta)\sin^2\beta]$	$V / (Z \cotg\theta)$

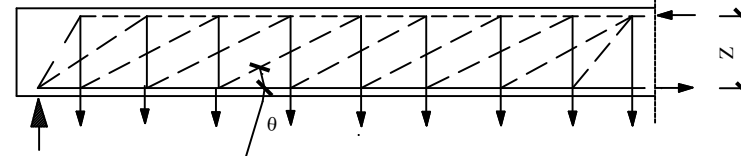
Vùng gần gối với tải trọng phân bố đều



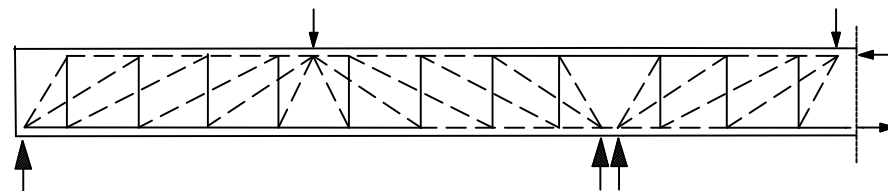
Vùng B với các thanh kéo nghiêng



Vùng B với tải trọng tác dụng ở cạnh đáy



Dầm liên tục với tải trọng tập trung

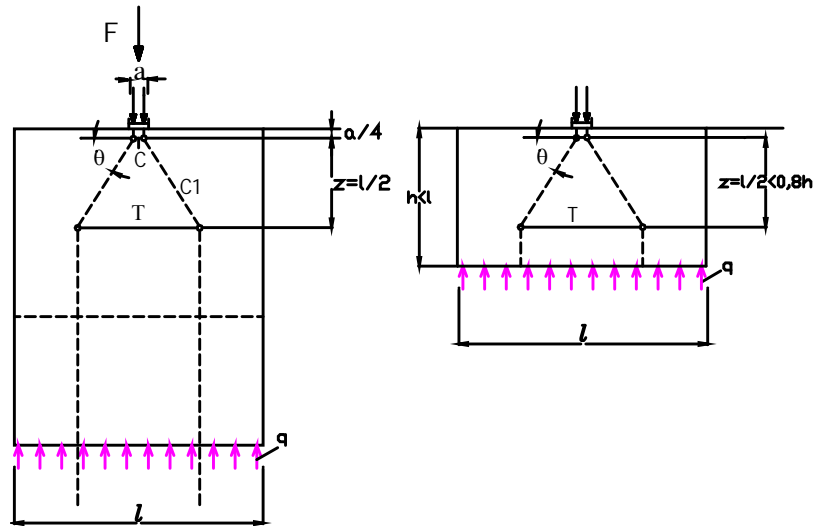


Hình 6.5 Các mô hình vùng B

### 6.1.3.2 Mô hình tiêu biểu của vùng D

#### Vùng D1

Áp dụng với dải bản chiều rộng b chịu một lực c tập trung F ở giữa bề rộng bản, hình 6.6



Hình 6.6 : Mô hình vùng D1

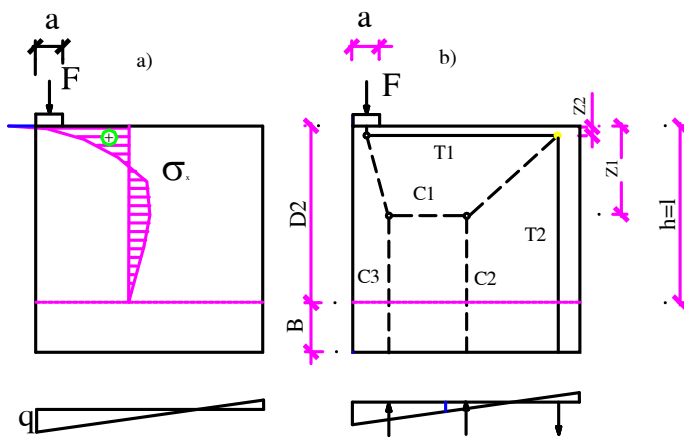
Sự phân bố a lực thực tế xảy ra trong phạm vi một vùng D1 chiều sâu của nó xấp xỉ bằng bề rộng b. Sự lệch hướng của quỹ đạo ứng suất nén sinh ra các ứng suất kéo ngang, thường gọi là các ứng suất kéo tách. Độ lớn của các ứng suất kéo này phụ thuộc vào a/b (a là bề rộng của lực F). Toàn bộ lực kéo ngang T được xác định như sau:

$$T = 0,25F(1 - a/b)$$

Ngay bên dưới vị trí tải trọng tác dụng xuất hiện ứng suất nén ngang, toàn bộ lực nén C này bằng với lực kéo T

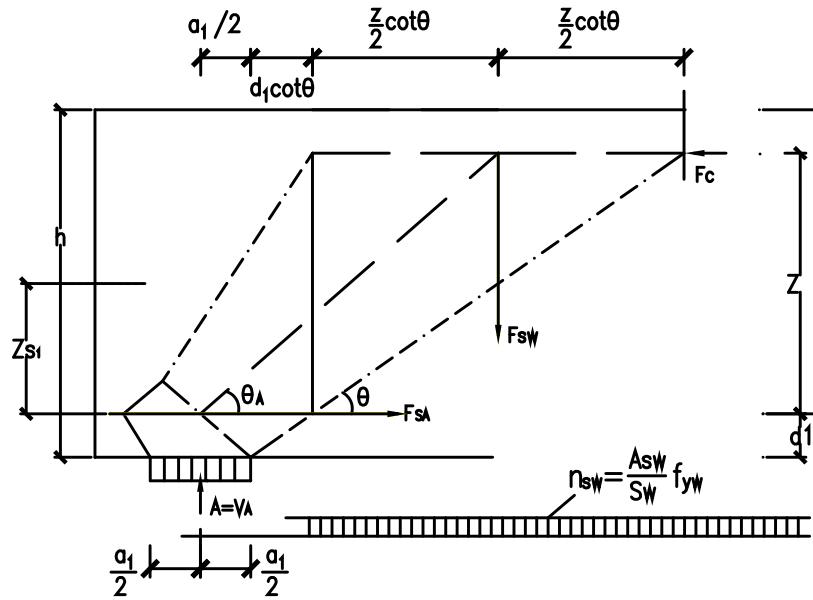
Vùng D2

Khi lực F di chuyển từ giữa ra góc tấm thì lực kéo ngang T ngay dưới tải giảm độ lớn. Cùng lúc đó lực kéo ngang T1 hình thành trong cạnh chịu tải liền kề điểm tải tác dụng. Khi lực F tác dụng ở góc tấm (vùng D2) thì lực kéo này có thể đạt tới độ lớn  $T1 = F/3$ , với một chiều rộng rất hạn chế như ứng suất cực đại ở góc tấm. Chúng thường lớn hơn cường độ chịu kéo của bê tông và là nguyên nhân gây nứt góc.



Hình 6.7: Mô hình vùng D2

a) Biểu đồ ứng suất; b) Mô hình hệ thanh



Hình 6.8: Mô hình hệ thanh cho vùng gối gần đầu dầm

#### 6.1.4. Các bộ phận của mô hình chống và giằng:

- Thanh nén bê tông hoặc bê tông có cốt thép chịu nén
- Thanh giằng kéo thường là đại diện cho cốt thép chịu kéo
- Nút giằng, vì các vùng D thường xuyên bao gồm 2 nút: nút đơn và nút mờ. Nút đơn thường nguy hiểm cần kiểm tra, còn nút mờ có thể không cần kiểm tra. Tuy nhiên nếu một nút kéo nén mờ là được giả định vẫn chưa nứt, thì phải kiểm tra ứng suất kéo của bê tông.

#### 6.1.5. Định kích thước và tính duyệt các thanh và nút

Sức kháng tính toán,  $P_r$ , của các thanh chịu kéo và nén sẽ được coi như các cấu kiện chịu lực dọc trục:

$$P_r = \varphi P_n$$

trong đó :

$P_n$  = cường độ danh định của thanh chống nén hoặc giằng kéo (N)

$\varphi$  = hệ số sức kháng cho trường hợp chịu kéo hoặc nén được quy định trong Điều 5.5.4.2.

được lấy một cách tương ứng

##### 6.1.5.1. Định kích thước của thanh chống chịu nén

###### a. Cường độ của thanh chịu nén không cốt thép

Sức kháng danh định của thanh chịu nén không cốt thép lấy như sau :

$$P_n = f_{cu} A_{cs}$$

trong đó :

$P_n$  = sức kháng danh định của thanh chịu nén (N).

$f_{cu}$  = ứng suất chịu nén giới hạn như quy định trong Điều 5.6.3.3.3 (MPa)

$A_{cs}$  = diện tích mặt cắt ngang hữu hiệu của thanh chịu nén ( $\text{mm}^2$ )

###### b. Ứng suất nén giới hạn trong thanh chống :

Ứng suất chịu nén giới hạn  $f_{cu}$  phải lấy như sau :



$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \epsilon_l} \leq 0,85f'_c$$

trong đó:

$$\epsilon_l = (\epsilon_s + 0.002) \cotg^2 \alpha_s$$

Ở đây :

$\alpha_s$  = góc nhỏ nhất giữa thanh chịu nén và thanh chịu kéo liền kề (độ)

$\epsilon_s$  = biến dạng kéo trong bê tông theo hướng của giằng chịu kéo (mm/mm)

$f'_c$  = cường độ chịu nén quy định (MPa)

c. Thanh chống có cốt thép

Nếu thanh nén có cốt thép bố trí song song với trục thanh và được cấu tạo để chịu nén tới giới hạn chảy thì sức kháng danh định của thanh nén được tính như sau :

$$P_n = f_{cu}A_{cs} + f_y A_{ss}$$

trong đó :

$A_{ss}$  = diện tích mặt cắt cốt thép trong thanh chống (mm<sup>2</sup>)

#### 6.1.5.2. Định kích thước thanh giằng chịu kéo

Cường độ của thanh giằng

Cốt thép kéo phải được neo vào vùng nút với chiều dài neo quy định bởi những móc neo hoặc các neo cơ học. Lực kéo phải được phát triển ở mặt trong của vùng nút.

Sức kháng danh định của thanh giằng chịu kéo phải lấy bằng :

$$P_n = f_y A_{st} + A_{ps} [f_{pe} + f_y]$$

ở đây:

$A_{st}$  = tổng diện tích của cốt thép dọc thường trong thanh giằng (mm<sup>2</sup>).

$A_{ps}$  = diện tích thép dự ứng lực (mm<sup>2</sup>)

$f_y$  = cường độ chảy của cốt thép dọc thường (MPa)

$f_{pe}$  = ứng suất trong thép dự ứng lực do tạo dự ứng lực, đã xét mất mát (MPa)

#### 6.1.5.3. Định kích thước vùng nút

Trừ khi có bố trí cốt thép đai và tác dụng của nó được chứng minh qua tính toán hay thực nghiệm, ứng suất nén trong bê tông ở vùng nút không được vượt quá trị số sau :

Đối với vùng nút bao bởi thanh chịu nén và mặt gối :  $0,85\phi f'_c$

Đối với vùng nút neo thanh chịu kéo một hướng :  $0,75\phi f'_c$

Đối với vùng nút neo thanh chịu kéo nhiều hướng :  $0,65\phi f'_c$

trong đó :

$\phi$  = hệ số sức kháng chịu lực ép mặt trên bê tông như quy định ở Điều 5.5.4.2.

## 6.2 CÁC PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ, CÁC YÊU CẦU CHUNG

### 6.2.1 Các phương pháp thiết kế

#### 6.2.1.1. Các vùng chịu uốn

Các vùng của một cấu kiện, có thể phù hợp với giả thiết mặt cắt vẫn phẳng sau khi đặt tải, phải được thiết kế chịu lực cắt và xoắn hoặc là theo mô hình mặt cắt thông thường hoặc là theo mô hình chống và giằng.

Các cấu kiện mà trong đó khoảng cách từ điểm lực cắt bằng không đến mặt gối nhỏ hơn 2h, hoặc là các cấu kiện trong đó tải trọng gây ra lớn hơn 1/2 lực cắt ở gối gần hơn 2h tính từ mặt gối thì có thể coi chúng là loại dầm cao và được thiết kế theo mô hình chống và giằng.

#### 6.2.1.2. Các vùng gần vị trí thay đổi kích thước đột ngột

Tại các vùng mà giả thiết mặt cắt phẳng của lý thuyết uốn không thích hợp thì khi thiết kế chống cắt và xoắn phải dùng mô hình chống-và-giằng (mô hình giàn ảo).

### 6.2.2 Các yêu cầu chung

#### 6.2.2.1 Tiêu chuẩn thiết kế chung

Sức kháng cắt tính toán  $V_r$  xác định:

$$V_r = \Phi V_n \quad (6.1)$$

$\Phi$ : hệ số sức kháng cắt (bê tông trung bình  $\Phi = 0,9$ ; BT trung bình  $\Phi = 0,70$ )

$V_n$ : Sức kháng cắt danh nghĩa (N)

Sức kháng xoắn tính toán  $T_r$  xác định:

$$T_r = \Phi T_n \quad (6.2)$$

$\Phi$ : hệ số sức kháng (bê tông trung bình  $\Phi = 0,9$ ; BT trung bình  $\Phi = 0,70$ )

$T_n$ : Sức kháng xoắn danh nghĩa (N)

Với bê tông có tỷ trọng thông thường hiệu ứng xoắn phải được xem xét khi:

$$T_u > 0,25 \Phi T_{cr} \quad (6.3)$$

trong đó:

$$T_{cr} = 0,328 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,328 \sqrt{f'_c}}} \quad (6.4)$$

Ở đây:

$T_u$  = mô men xoắn tính toán (N.mm)

$T_{cr}$  = mô men nứt do xoắn (N.mm)

$A_{cp}$  = toàn bộ diện tích bao bọc bởi chu vi ngoài của mặt cắt bê tông (mm<sup>2</sup>)

$p_c$  = chiều dài chu vi ngoài của mặt cắt bê tông (mm)

$f_{pc}$  = ứng suất nén trong bê tông sau khi các tổn thất dự ứng lực đã xảy ra hoặc ở trọng tâm của mặt cắt chịu các tải trọng nhất thời hoặc ở chỗ nối giữa bản bụng và bản cánh dầm khi trọng tâm nằm ở bản cánh dầm (MPa).

$\Phi$  = hệ số sức kháng quy định

#### 6.2.2.2. Vùng đòi hỏi cốt thép ai

Cốt thép ai phải có khi:

$$V_u > 0,5\phi(V_c + V_p) \quad (6.5)$$

Hoặc khi hiệu ứng xoắn phải kiểm tra xem xét:  $T_u > 0,25 \Phi T_{cr}$

trong đó:

$V_u$  = lực cắt tính toán (N)

$V_c$  = sức kháng cắt danh định của bê tông (N)

$V_p$  = thành phần lực dự ứng lực trong hướng của lực cắt (N)

$\Phi$  = hệ số sức kháng quy định.

Cốt thép ngang có thể bao gồm:

- Cốt đai hợp thành một góc không nhỏ hơn  $45^\circ$  với cốt thép dọc chịu kéo.
- Cốt theo chiều xoắn phải bao gồm cả hai loại cốt thép đai và dọc. Cốt thép đai phải là các cốt đai kín vuông góc với trục dọc của cầu kiện.

### 6.2.2.3. Cốt thép đai tối thiểu

Tại những chỗ yêu cầu có cốt thép đai, như quy định, diện tích cốt thép không được ít hơn

$$A_v = 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (6.6)$$

Ở đây:

$A_v$  = diện tích cốt thép đai trong cự ly  $s$  ( $\text{mm}^2$ )

$b_v$  = chiều rộng bản bụng được xác định để đặt ống bọc như quy định trong Điều 5.8.2.7 (mm)

$s$  = cự ly giữa các cốt thép đai (mm)

$f_y$  = giới hạn chảy quy định của cốt thép đai (MPa)

### 6.2.2.4. Cự ly tối đa của cốt thép ngang

Cự ly cốt thép đai không được vượt quá trị số sau:

$$\text{Nếu } V_u < 0,1 f'_c b_v d_v \text{ thì: } \quad s \leq 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm} \quad (6.7)$$

$$\text{Nếu } V_u \geq 0,1 f'_c b_v d_v \text{ thì: } \quad s \leq 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm} \quad (6.8)$$

Ở đây:

$b_v$ : bề rộng bản bụng hữu hiệu được lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong phạm vi chiều cao  $d_v$ , được điều chỉnh bởi sự có mặt của ống bọc khi thích hợp.

$d_v$ : chiều cao chịu cắt hữu hiệu, được lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hợp lực kéo và lực nén do uốn, nhưng không cần lấy ít hơn trị số lớn hơn của  $0,9 d_c$  hoặc  $0,72h$  (mm)

$s$ : cự ly cốt thép đai (mm)

Khi xác định  $b_v$  ở một độ cao cụ thể, bề rộng bản bụng phải trừ bớt một đường kính ống bọc không ép vữa hoặc một nửa đường kính ống bọc ép vữa ở độ cao đó.

### 6.2.2.5. Các yêu cầu thiết kế và cấu tạo

Cốt thép ngang phải được neo ở hai đầu. Đối với các cấu kiện liên hợp chịu uốn, có thể xét đến việc kéo dài cốt thép chịu cắt của dầm vào trong bản mặt cầu.

Giới hạn chảy thiết kế của cốt thép ngang không dự ứng lực không được vượt quá 420 MPa. Giới hạn chảy thiết kế của cốt thép ngang dự ứng lực phải lấy bằng ứng suất hữu hiệu sau khi đã tính mọi mất mát ứng suất cộng thêm 420 MPa, nhưng không lớn hơn  $f_{py}$ .

### 6.3 MÔ HÌNH THIẾT KẾ MẶT CẮT

Sức kháng của các cấu kiện chịu cắt hoặc chịu cắt kết hợp với xoắn được xác định trên cơ sở thoả mãn các điều kiện cân bằng và tương thích về biến dạng và bằng cách sử dụng quan hệ ứng suất - ứng biến đã được kiểm nghiệm bằng thí nghiệm đối với cốt thép và bê tông bị nứt chéo.

Phương pháp này áp dụng cho các vùng của một cấu kiện, có thể phù hợp với giả thiết mặt cắt vẫn phẳng sau khi đặt tải.

Tải trọng gần gối được truyền trực tiếp vào gối thông qua tác dụng vòm chịu nén mà không gây ra các ứng suất phụ trong các cốt đai.

Khi phản lực trên hướng lực cắt tác dụng gây nên lực nén ở vùng đầu cấu kiện, vị trí mặt cắt nguy hiểm do cắt phải lấy lớn hơn  $0,5 d_v \cot\theta$  hoặc  $d_v$  tính từ mặt trong của gối.

#### 6.3.1 Sức kháng cắt danh nghĩa

Sức kháng cắt danh định,  $V_n$ , phải được xác định bằng trị số nhỏ hơn của :

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (6.9)$$

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (6.10)$$

trong đó :

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (6.11)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad (6.12)$$

Ở đây:

$b_v$ : bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao  $d_v$  được xác định trong Điều 5.8.2.7 (mm)

$d_v$ : chiều cao chịu cắt hữu hiệu được xác định trong Điều 5.8.2.7 (mm)

$s$ : cự ly cốt thép đai (mm)

$\beta$ : hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo được quy định trong Điều 5.8.3.4.

$\theta$ : góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định trong Điều 5.8.3.4 (độ)

$\alpha$ : góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ)

$A_v$ : diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly  $s$  (mm<sup>2</sup>).

$V_p$ : thành phần lực dự ứng lực hữu hiệu trên hướng lực cắt tác dụng, là dương nếu ngược chiều lực cắt (N)

#### 6.3.2 Thiết kế chuồng cốt thép BTCT thường

**Bảng 1:** Xác định biên độ bao l c c t  $V_u$  và biên độ mô men  $M_u$  do tải trọng công dụng gây ra (thường xác định các giá trị 10% và 100%). Tính toán chiều cao chuồng cốt thép  $d_v$ :

Chiều cao chuồng cốt thép tính là khoảng cách giữa các hpl c kéo và hpl c nén do uốn. Giá trị này cần lấy không nhỏ hơn  $0,9d_e$  và  $0,72h$ , và  $d_e$  là chiều cao hữu hiệu tính từ mép chuồng cốt thép đến trục tâm cốt thép chuồng cốt thép kéo và  $h$  là chiều cao toàn bộ của m t c t c u k i n.

#### **Bảng 2**

- Tính toán ứng suất

$$v = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} \quad (6.13)$$

trong đó  $b_v$  là bề rộng sườn dầm ngang và  $V_u$  là nội lực cắt có nhân hệ số trạng thái giới hạn của bê tông.

- Tính  $v/f'_c$ , nếu kết quả này lớn hơn 0,25 thì cần sử dụng dầm có sườn dầm nghiêng.

**Bảng 3**

Giới hạn góc nghiêng của trục nén xiên,  $\theta$ , và tính biến dạng trong cốt thép chịu kéo uốn:

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5V_u \cot \theta}{E_s A_s} \leq 0,002 \quad (6.14)$$

Trong đó  $M_u$  là mô men tính toán có nhân hệ số. Thông thường,  $M_u$  có tính trạng thái giới hạn của bê tông xyratim để tính toán là mô men tính toán với  $V_u$ .

**Bảng 4**

Sử dụng các giá trị  $v/f'_c$  và  $\epsilon_x$  để tính và xác định  $\theta$  từ hình 6.10 và so sánh nó với giá trị giới hạn. Lập lại quá trình trên cho tới khi  $\theta$  giới hạn khớp với giá trị từ hình 6.10. Sau đó, xác định giá trị  $\beta$ , là hệ số biến dạng ngang trong bê tông cốt thép nghiêng.

**Bảng 5**

Tính toán sức kháng cắt của các cốt thép ngang sườn dầm,  $V_s$ :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{V_u}{\phi} - 0,083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v \quad (6.15)$$

với  $V_c$  là sức kháng cắt danh nghĩa của bê tông.

**Bảng 6**

- Tính toán khoảng cách cần thiết giữa các cốt thép ngang sườn dầm

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} \quad (6.16)$$

với  $A_v$  là diện tích cốt thép ngang sườn dầm trong phạm vi khoảng cách  $s$ .

- Kiểm tra điều kiện yêu cầu về lượng cốt thép ngang tối thiểu của sườn dầm

$$A_v \geq 0,083\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad \text{hay} \quad s \leq \frac{A_v f_y}{0,083\sqrt{f'_c} b_v} \quad (6.17)$$

- Kiểm tra điều kiện yêu cầu về khoảng cách tối thiểu giữa các cốt thép ngang sườn dầm

Nếu  $V_u < 0,1f'_c b_v d_v$ , thì  $s \leq 0,8d_v; \leq 600 \text{ mm}$

Nếu  $V_u \geq 0,1f'_c b_v d_v$ , thì  $s \leq 0,4d_v; \leq 300 \text{ mm}$

**Bảng 7**

Kiểm tra điều kiện mô men cho cốt thép dọc không bị chệch đi tác động từ mô men, lệch trục và lệch tâm.

$$A_s f_y \geq \frac{M_u}{d_v \phi} + \left( \frac{V_u}{\phi} - 0,5V_s \right) \cot \theta \quad (6.18)$$

Nếu biểu thức trên không thỏa mãn, cần tăng thêm hoặc cắt thép dọc cho cột đứng để tích tụ thép ngang sẵn định.

**Ví dụ 6.1**

Xác định phương cách bố trí và vị trí các cốt thép đai No. 10 và vị trí d m T bê tông cốt thép trên hình 6.2 tại mặt cắt chịu mô men uốn và \$V\_u = 700\$ kN và \$M\_u = 300\$ kNm. Sức chịu nén \$f'\_c = 30\$ MPa và \$f\_y = 400\$ MPa.

**Bảng 1**

Điều kiện \$V\_u = 700\$ kN và \$M\_u = 300\$ kNm  
 \$A\_s = 2000\$ mm<sup>2</sup>      \$b\_v = 400\$ mm      \$b = 2000\$ mm

Giá trị trung hòa đi qua cánh d m

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{2000(400)}{0,85(30)(2000)} = 16 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm}, \text{ thỏa mãn}$$

$$d_v = \max \begin{cases} d_e - a/2 = (1000 - 68) - 16/2 = 924 \text{ mm} \\ 0,9d_e = 0,9(932) = 839 \text{ mm} \\ 0,72h = 0,72(1000) = 720 \text{ mm} \end{cases}$$

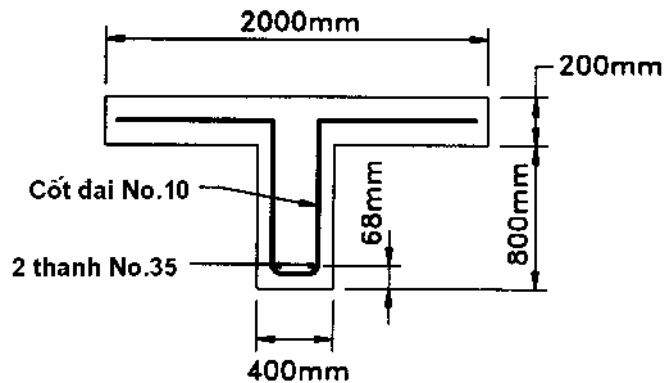
Giá trị quy định là \$d\_v = 924\$ mm

**Bảng 2**

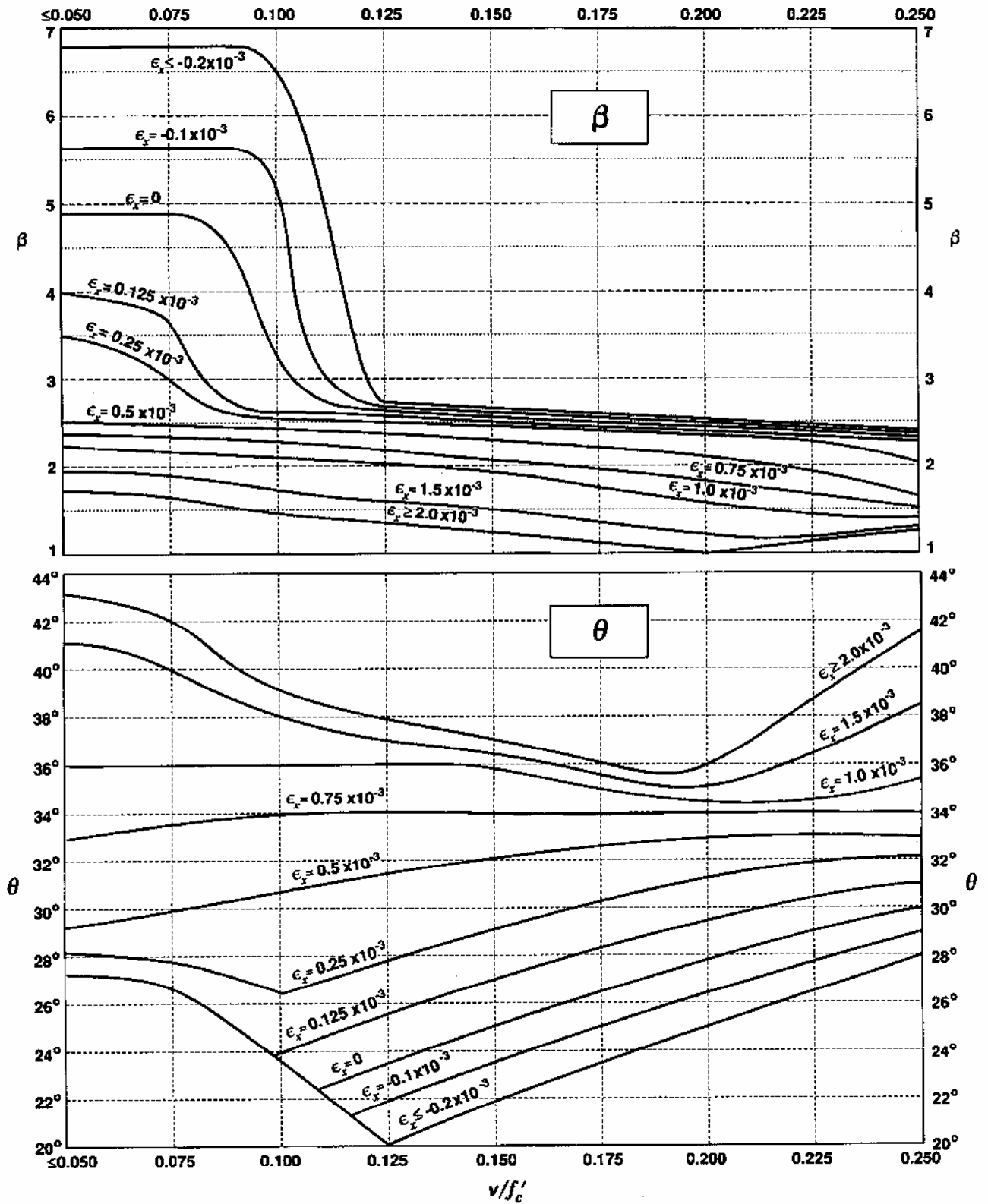
Tính \$\frac{v}{f'\_c}\$      \$\phi\_v = 0,9\$

$$v = \frac{V_u}{\phi_v b_v d_v} = \frac{700000}{0,9(400)(924)} = 2,10 \text{ N/mm}^2 = 2,10 \text{ MPa}$$

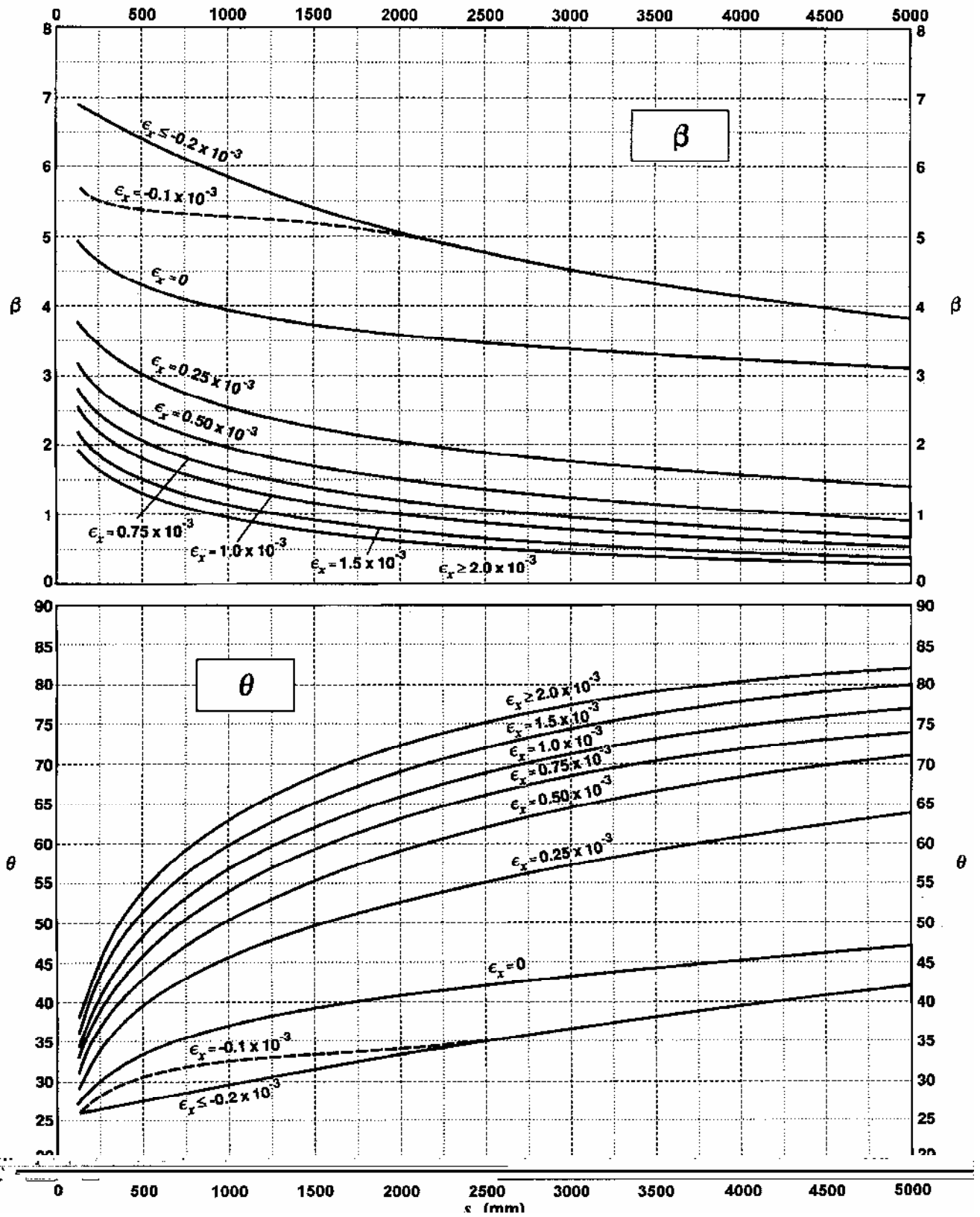
$$\frac{v}{f'_c} = \frac{2,10}{30} = 0,070 < 0,25$$



Hình 6.9: Hình cho ví dụ 6.1. Xác định bố trí cốt đai



Hình 6.10: Các giá trị  $\theta$  và  $\beta$  và  $v/f'_c$  tại các mức tải trọng khác nhau



Hình 6.11 : Các giá trị  $\theta$  và  $\beta$  và  $\epsilon_x$  tại các mặt cắt không có cốt thép ngang



B c 3

Tính  $\varepsilon_x$

Giả sử  $\theta = 40^\circ$                        $\cot \theta = 1,192$

$$\varepsilon_x = \frac{M_u / d_v + 0,5V_u \cot \theta}{E_s A_s} = \frac{300 \times 10^6 / 924 + 0,5(700 \times 10^3)1,192}{200 \times 10^3 (2000)}$$

$$\varepsilon_x = 1,85 \times 10^{-3}$$

B c 4

Xác định  $\theta$  và  $\beta$  từ hình 2.17:             $\theta \approx 41,5^\circ$ ;             $\cot \theta = 1,130$

$$\varepsilon_x = \frac{300 \times 10^6 / 924 + 0,5(700 \times 10^3)1,130}{200 \times 10^3 (2000)}$$

$$\varepsilon_x = 1,80 \times 10^{-3}$$

Sử dụng  $\theta = 41,5^\circ$             và             $\beta = 1,75$

B c 5

Tính  $V_s$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi_v} - 0,083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \\ &= 700 \times 10^3 / 0,9 - 0,083(1,75) \sqrt{30} (400) 924 \\ &= 778\,000 - 294\,000 = 484\,000 \text{ N} \end{aligned}$$

B c 6

Tính khoảng cách yêu cầu giữa các cốt đai, khi sử dụng  $A_v = 200 \text{ mm}^2$

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} = \frac{200(400)(924)}{484\,000} (1,130) = 173 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{A_v f_y}{0,083 \sqrt{f'_c} b_v} = \frac{200(400)}{0,083 \sqrt{30} (400)} = 440 \text{ mm}$$

$$V_u < 0,1 f'_c b_v d_v = 0,1(30)(400)(924) = 1,109 \times 10^6 \text{ N}$$

$$s \leq 0,8 d_v = 0,8(924) = 739 \text{ hoặc } 600 \text{ mm}$$

Chọn cốt đai  $s = 173 \text{ mm}$  là quy định.

B c 7

Kiểm tra điều kiện mỏi cho cốt thép d c không bị chảy do c t:

$$A_s f_y \geq \frac{M_u}{d_v \phi_f} + \left( \frac{V_u}{\phi_v} - 0,5V_s \right) \cot \theta$$

$$2000(400) \geq \frac{300 \times 10^6}{924(0,9)} + \left( \frac{700 \times 10^3}{0,9} - \frac{484\,000}{2} \right) 1,130$$

$$800\,000 < 361\,000 + (778\,000 - 242\,000)1,130 = 967\,000 \text{ N, không đảm bảo}$$

Tính  $V_s$  theo mẫu bất đẳng thức

$$V_s \geq 2 \left[ \frac{V_u}{\phi_v} - \left( A_s f_y - \frac{M_u}{d_v \phi_f} \right) \tan \theta \right]$$

$$V_s \geq 2 \left[ 778\,000 - (800\,000 - 361\,000) \tan 41,5^\circ \right] = 779\,000 \text{ N}$$

Yêu cầu về khoảng cách cốt đai là:

$$s \leq \frac{200(400)924}{779000}(1,130) = 107 \text{ mm}$$

Giá trị này có lẽ không kinh tế. Thành phần là thép \$A\_s\$ thỏa mãn bất đẳng thức, tức là:

$$A_s \geq \frac{967\,000}{f_y} = \frac{967\,000}{400} = 2418 \text{ mm}^2$$

Dùng hai thanh No.35 và một thanh No.25 với \$A\_s = 2500 \text{ mm}^2\$ và cốt đai No. 10 với bước 170 mm.

### 6.3.3 Thiết kế chủ lực cốt thép uốn BTCT Dạng l c

B c 1: Xác định biểu thức bảo lực cắt \$V\_u\$ và biểu thức bảo mô men \$M\_u\$ do tải trọng tĩnh và tải trọng xác định các giá trị (10 i m m i nh p). Tính toán chiều cao chủ lực \$d\_v\$.

Chiều cao chủ lực \$d\_v\$ tính là khoảng cách giữa các thép kéo và thép nén do uốn. Giá trị này cần lấy không nhỏ hơn \$0,9d\_e\$ và \$0,72h\$, với \$d\_e\$ là chiều cao chủ lực tính từ mép chủ lực nén đến trục tâm cốt thép chủ lực kéo và \$h\$ là chiều cao toàn bộ của mặt cắt uốn.

#### B c 2

- Tính toán ứng suất cắt

$$v = \frac{V_n - V_p}{b_v d_v} = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \tag{6.19}$$

trong đó \$b\_v\$ là bề rộng sườn dầm tính tại vị trí \$V\_u\$ là nội lực cắt có nhân hệ số trạng thái giới hạn cắt.

- Tính \$v/f'\_c\$, nếu giá trị này nhỏ hơn 0,25 thì cần sử dụng cốt thép có sườn dầm nhẵn.

#### B c 3

Giả định góc nghiêng của ứng suất nén xiên, \$\theta\$, và tính biến dạng trong cốt thép chủ lực uốn:

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5V_u \cot g\theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0,002 \tag{6.19}$$

Nếu giá trị của \$\epsilon\_x\$, tính từ phương trình trên là âm thì giá trị tuyệt đối của nó phải được giảm đi bằng cách nhân với hệ số \$F\_\epsilon\$, tính bằng:

$$F_\epsilon = \frac{E_s A_s + E_p A_{ps}}{E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Trong đó \$M\_u\$ (Nmm), \$N\_u\$ (N), \$V\_u\$ (N): là mô men, nội lực cắt, nội lực cắt tính toán có nhân hệ số \$f\_{po}\$: ứng suất trong cốt thép dầm l c khi ứng suất trong bê tông bao quanh bằng không.

$f_{po} = f_{pe} + f_{pc} E_p / E_c$ , trong đó  $f_{pe}$  là ứng suất trong cốt thép D L sau các mất mát,  $f_{pc}$  là ứng suất trong bê tông tại trục tâm tiết diện sau các mất mát.

**B c 4**

Sử dụng các giá trị  $v/f'_c$  và  $\epsilon_x$  để tính các xác định hình 6.10 và so sánh nó với giá trị giới hạn. Lập lại quá trình trên cho tất cả khi  $\theta$  giới hạn xấp xỉ với giá trị tra từ hình 6.10. Sau đó, xác định giá trị  $\beta$ , là hệ số biểu thị khả năng truyền lực kéo của bê tông đã biến dạng.

**B c 5**

Tính toán sức kháng cắt cần thiết của các cốt thép ngang  $s$  và  $V_s$ :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p \tag{6.20}$$

trong đó  $V_c$  là sức kháng cắt danh định của bê tông.  $V_p$  là thành phần D L theo hình 6.10 c c t.

**B c 6**

- Tính toán khoảng cách cần thiết giữa các cốt thép ngang  $s$  và  $V_s$

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s}$$

trong đó  $A_v$  là diện tích cốt thép ngang  $s$  và  $V_s$  trong phạm vi khoảng cách  $s$ .

- Kiểm tra điều kiện yêu cầu về lượng cốt thép ngang tối thiểu  $s$  và  $V_s$

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad \text{hay} \quad s \leq \frac{A_v f_y}{0,083 \sqrt{f'_c} b_v}$$

- Kiểm tra điều kiện yêu cầu về khoảng cách tối đa giữa các cốt thép ngang  $s$  và  $V_s$

Nếu  $V_u < 0,1 f'_c b_v d_v$ , thì  $s \leq 0,8 d_v; \leq 600 \text{ mm}$

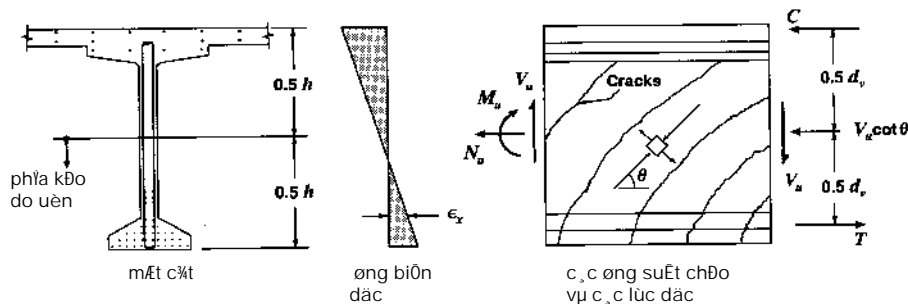
Nếu  $V_u \geq 0,1 f'_c b_v d_v$ , thì  $s \leq 0,4 d_v; \leq 300 \text{ mm}$

**B c 7**

Kiểm tra điều kiện moment cho cốt thép dọc không bị chuyển vị tác động hợp của mô men, lực cắt trục và lực cắt.

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi_M d_v} + 0,5 \frac{N_u}{\phi_N} + \left( \frac{V_u}{\phi_V} - 0,5 V_s - V_p \right) \cot \theta \tag{6.21}$$

Nếu biểu thức trên không thỏa mãn, cần tăng thêm hoặc cốt thép dọc cho cốt ngang diện tích cốt thép ngang  $s$  và  $V_s$ .



## CHƯƠNG 7: CẤU KIỆN CHỊU NÉN

### 7.1. KHÁI NIỆM CHUNG:

Cấu kiện chịu nén là cấu kiện chịu tác dụng của lực nén  $N$  dọc theo trục của nó. Cấu kiện chịu nén thường gặp là các cột của khung nhà nhiều tầng, thân vòm, trụ cầu hoặc các thanh chịu nén trong vòm...

Tùy theo vị trí đặt lực trên tiết diện, cột được phân thành cấu kiện chịu nén đúng tâm hoặc lệch tâm. Cấu kiện chịu nén đúng tâm chỉ chịu một mình lực dọc tại tâm mà không có mô men uốn. Xét trên mỗi mặt cắt thì lực nén tác dụng đúng trọng tâm của nó. Nén đúng tâm chỉ là trường hợp lý tưởng, ít gặp trong thực tế.

Cấu kiện chịu nén lệch tâm khi lực nén  $N$  đặt lệch so với trục của cấu kiện. Lúc này ngoài lực nén, lực  $N$  còn gây ra uốn. Nó tương đương với lực  $N$  đặt đúng tâm và một mô men uốn  $M = Ne$ .

Theo sự làm việc của cột, sự phá hỏng của cột có thể do vật liệu (cốt thép ở mép biên chịu kéo bị chảy dẻo hoặc bê tông miền chịu nén bị nén vỡ) hoặc cột có thể bị mất ổn định theo phương ngang. Trường hợp cột bị phá hoại do vật liệu được coi là cột ngắn hoặc cột không thành mảnh. Khi chiều dài cột tăng lên, khả năng phá hoại do mất ổn định tăng lên. Giới hạn chuyển từ cột ngắn sang cột dài được xác định như sau:

+ Đối với kết cấu không có giằng liên kết (kết cấu không có liên kết chống lại chuyển vị ngang), khi tỷ số độ mảnh  $\frac{Kl_u}{r} < 22$  thì được coi là cột ngắn – không xét đến hiệu ứng độ mảnh.

+ Đối với kết cấu có giằng chống bên (kết cấu có liên kết chống lại chuyển vị ngang), khi tỷ số độ mảnh  $\frac{Kl_u}{r} < 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$  thì được coi là cột ngắn.

ở đây:

$K$ : Hệ số độ dài hữu hiệu.

$l_u$ : Chiều dài không có thanh giằng của cấu kiện chịu nén được lấy bằng khoảng cách trống giữa các bộ phận có thể tạo ra sự chống đỡ ngang cho cấu kiện. Khi có tạo vút thì chiều dài không có thanh giằng được tính từ phía ngoài của vút trong mặt phẳng đang xét.

$r$ : Bán kính quán tính.

$M_1, M_2$ : tương ứng là mô men nhỏ và lớn ở đầu và thành phần  $M_1/M_2$  là dương đối với đường cong uốn đơn.

### 7.2. HỆ SỐ ĐỘ DÀI HỮU HIỆU $K$ :

Trong thiết kế, hệ số độ dài hữu hiệu được xác định tùy theo điều kiện liên kết của cấu kiện chịu nén.

**7.2.1. Cấu kiện làm việc độc lập:**

Dạng bị oằn của cột được biểu thị bằng đường nét đứt	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Giá trị K theo lý thuyết	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Giá trị của K dùng để thiết kế khi gần đúng với điều kiện lý tưởng	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

Hình 7.1: Hệ số K cho các cấu kiện làm việc độc lập

Các giá trị của K cho trong bảng trên thường được áp dụng trong tính toán kết cấu trụ cầu.

**7.2.2. Cấu kiện làm việc trong các hệ khung:**

Độ ổn định của cấu kiện trong các khung liên tục, không được giằng vào tường chịu cắt, giằng chéo, hoặc các kết cấu lân cận, phụ thuộc vào độ cứng uốn của các dầm liên kết cứng. Vì thế, hệ số độ dài hữu hiệu K, là hàm số của độ ngàm chống uốn tổng cộng của các dầm tại các đầu cột. Nếu độ cứng của các dầm nhỏ hơn so với độ cứng của cột thì giá trị K có thể vượt quá 2.

Giả sử chỉ xảy ra tác dụng đàn hồi và tất cả các cấu kiện chịu nén đều oằn đồng thời trong khu vực không giằng, có thể được biểu thị như sau:

$$\frac{G_A G_B (\pi / K)^2 - 36^2}{6(G_A + G_B)} - \frac{\pi / K}{\text{tag}(\pi / K)} = 0 \tag{7.1}$$

Trong khung có giằng, hệ số K được biểu thị theo công thức:

$$\frac{G_A G_B}{4} (\pi / K)^2 + \left( \frac{G_A + G_B}{2} \right) \left( 1 - \frac{\pi / K}{\text{tg}(\pi / K)} \right) + \frac{2 \text{tg}(\pi / K)}{\pi / K} - 1 = 0 \tag{7.2}$$

Trong đó chỉ số dưới “A” và “B” chỉ 2 đầu của cấu kiện

Với :  $G = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)}$

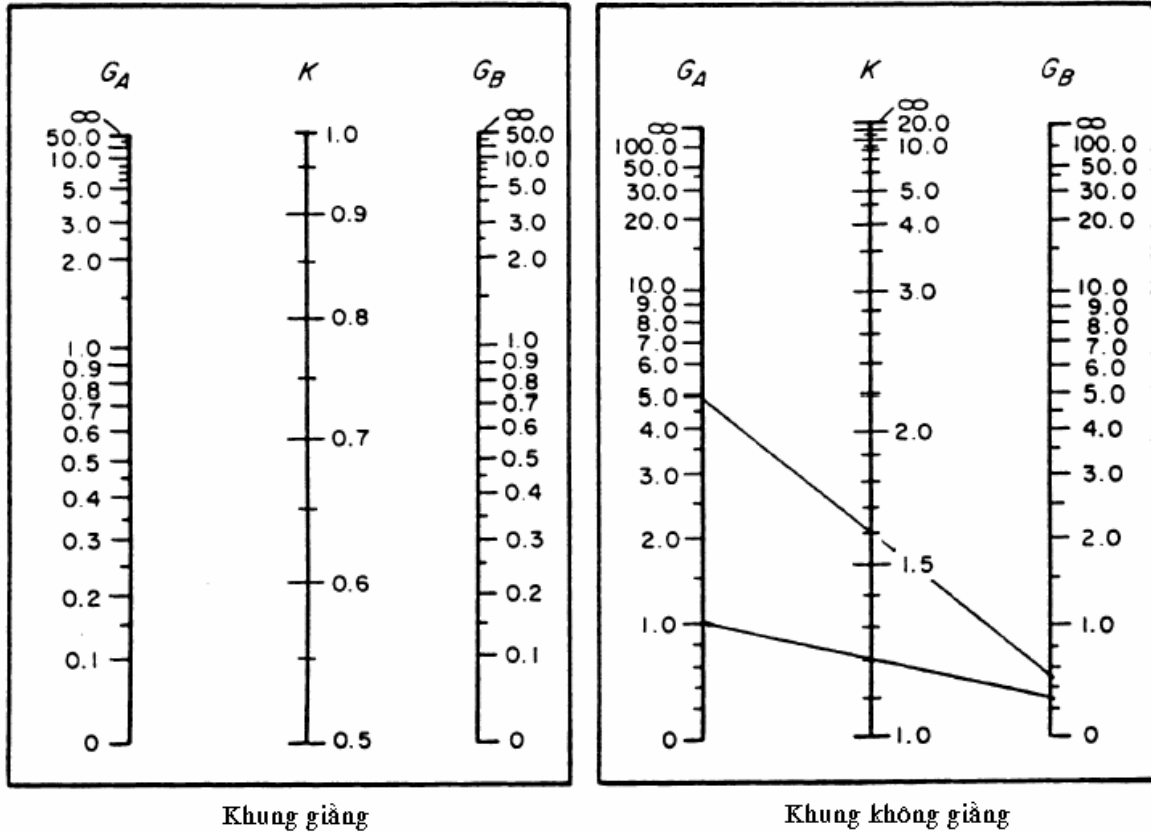
Trong đó:

$\sum(E_c I_c / l_c)$ : Độ cứng của các cấu kiện chịu nén tại đầu cấu kiện (đầu A hoặc B)

$\sum(E_g I_g / l_g)$ : Độ cứng của các dầm chịu nén tại đầu cấu kiện (đầu A hoặc B)

$l_c, l_g$ : Chiều dài tự do của cấu kiện chịu nén và dầm.

Để thuận tiện cho tính toán, từ các công thức tính K ở trên, người ta đã lập ra đồ thị liên hệ giữa K,  $G_A$ , và  $G_B$  và có thể được sử dụng để tính trực tiếp các giá trị của K



Hình 7.2: Đồ thị liên hệ giữa K,  $G_A$  và  $G_B$

Đối với các đầu cấu kiện chịu nén được đỡ nhưng không liên kết cứng với chân hoặc móng, G, theo lý thuyết được lấy là vô cùng nhưng có thể lấy bằng 10 cho thiết kế thực tế trừ khi thực tế được thiết kế như một chốt không có ma sát. Nếu đầu cấu kiện chịu nén được liên kết cứng với chân móng, G có thể được lấy bằng 1,0.

Khi tính toán K cho các liên kết khối, các giá trị sau có thể được sử dụng:

- + G = 1,5: Chân neo vào trong đá.
- + G = 3,0: Chân không neo vào trong đá.
- + G = 5,0: Chân trên đất.
- + G = 1,0: Chân neo vào nhiều hàng cọc chống.

### 7.3. CẤU TẠO:

#### 7.3.1. Hình dạng mặt cắt:

- Dạng mặt cắt: Được chọn thoả mãn các yêu cầu sau:
  - + Yêu cầu chịu lực: Nên chọn mặt cắt đảm bảo.
    - Tính đối xứng.
    - Độ mảnh theo hai phương xấp xỉ nhau:  $\lambda_x = \lambda_y$ .
  - + Yêu cầu về cấu tạo, yêu cầu về kiến trúc, yêu cầu về ghép nối với các cấu kiện khác...

Thường có các dạng mặt cắt sau: Hình vuông, hình tròn, hình vành khăn, hình hộp vuông, hình chữ nhật.

- Kích thước mặt cắt: Được xác định bằng tính toán nhưng nên để dễ thống nhất ván khuôn, khi kích thước mặt cắt nhỏ hơn 50cm nên lấy là bội số của 5cm và khi kích thước mặt cắt lớn hơn 50cm nên lấy là bội số của 10cm. Để đảm bảo tính ổn định và dễ đổ bê tông (tránh hiện tượng bê tông bị phân tầng) nên chọn kích thước mặt cắt không nhỏ hơn 25 × 25cm.

### 7.3.2. Vật liệu:

7.3.2.1. Bê tông: Cường độ chịu nén của bê tông  $f'_c$  dùng cho cột thường được chọn từ 20 ÷ 28 MPa

7.3.2.2. Cốt thép:

a. Cốt dọc chủ: Tác dụng chịu lực nén.

- Số lượng và loại cốt thép được chọn theo yêu cầu tính toán.
- Bố trí cốt thép: Cốt thép được bố trí đối xứng với trục dọc của cấu kiện.
  - + Khoảng cách giữa các cốt thép dọc không vượt quá 450mm.
  - + Số lượng thanh cốt thép dọc tối thiểu trong cột tròn là 6, trong cột hình chữ nhật là 4 + Bố trí cốt thép dọc quanh chu vi tiết diện.
  - + Khi khoảng cách trống giữa hai thanh cốt thép dọc lớn hơn 150mm phải bố trí cốt đai phụ.
- Diện tích cốt thép dự ứng lực và cốt thép thường theo chiều dọc của các cấu kiện chịu nén nhiều nhất được lấy như sau như sau :

$$\frac{A_s f_y}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \leq 0,08 \quad (7.3)$$

$$\text{và} \quad \frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f'_c} \leq 0,30 \quad (7.4)$$

- Diện tích thép dự ứng lực và thép thường theo chiều dọc của các cấu kiện chịu nén tối thiểu được lấy như sau như sau :

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \geq 0,135 \quad (7.5)$$

Trong đó :

- $A_s$  : Diện tích cốt thép thường chịu kéo ( $\text{mm}^2$ ).
- $A_g$  : Diện tích mặt cắt nguyên ( $\text{mm}^2$ ).
- $A_{ps}$  : Diện tích mặt cắt thép dự ứng lực ( $\text{mm}^2$ ).
- $f_{pu}$  : Cường độ chịu kéo quy định của thép dự ứng lực (MPa).
- $f_y$  : Giới hạn chảy quy định của cốt thép thường (MPa).
- $f'_c$  : Cường độ chịu nén quy định của bê tông (MPa).
- $f_{pe}$  : Dự ứng suất hữu hiệu (MPa).

b. Cốt thép đai:

- Tác dụng:
  - + Liên kết các cốt thép dọc tạo thành khung khi đổ bê tông và giữ ổn định cho cốt thép dọc.

- + Ngăn cản các thanh cốt thép dọc khỏi bị cong oằn về phía bê tông mặt ngoài cột.
- + Làm việc như cốt thép chịu cắt của cột.

Cốt thép đai bao gồm hai loại:

*b1. Cốt thép đai ngang:*

- Đường kính cốt thép và cách bố trí cốt thép:

+ Đường kính nhỏ nhất là thanh #10 cho các thanh cốt thép dọc chủ #32 hoặc nhỏ hơn, là thanh #15 cho các thanh cốt thép dọc chủ lớn hơn #36 và là thanh #13 cho các bó thanh. Cự ly giữa các cốt đai ngang không được vượt quá hoặc kích thước nhỏ nhất của bộ phận chịu nén hoặc 300mm. Khi hai hoặc nhiều thanh #35 được bó lại, cự ly này không được vượt quá hoặc một nửa kích thước nhỏ nhất của bộ phận hoặc 150 mm.

Đầu mút của các cốt thép đai ngang được neo với cốt thép dọc bằng cách uốn  $90^\circ$  hoặc  $135^\circ$  quanh thanh cốt thép dọc chủ để chống lại chuyển vị ngang của cốt dọc chủ. Ở mỗi phía dọc theo cốt đai ngang không được bố trí bất cứ thanh nào xa hơn 150 mm (cự ly tịnh) tính từ thanh dọc được giữ chống chuyển dịch ngang.

*b2. Cốt thép đai xoắn:*

- Cốt đai xoắn dùng cho các bộ phận chịu nén bao gồm một hoặc nhiều cốt đai xoắn liên tục đặt cách đều bằng cốt thép trơn hoặc cốt thép có gờ, hoặc dây thép với đường kính tối thiểu là 9,5 mm. Cốt thép phải được đặt sao cho tất cả các cốt thép chính dọc nằm bên trong và tiếp xúc với cốt xoắn.

- Khoảng trống giữa các thanh cốt đai xoắn không được nhỏ hơn hoặc 25mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối. Cự ly tìm đến tìm không vượt quá 6,0 lần đường kính của cốt thép dọc hoặc 150 mm.

- Tỷ lệ của cốt thép xoắn với toàn bộ khối lượng của lõi bê tông tính từ bằng các mép ngoài của cốt đai xoắn không được nhỏ hơn :

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (7.6)$$

Trong đó

$A_g$  : Diện tích mặt cắt nguyên của bê tông ( $\text{mm}^2$ ).

$A_c$  : Diện tích của lõi bê tông tính từ mép ngoài của cốt đai xoắn ( $\text{mm}^2$ ).

$f'_c$  : Cường độ chịu nén quy định của bê tông (MPa).

$f_{yh}$  : Giới hạn chảy quy định của cốt thép đai xoắn (MPa).

$$\rho_s = \frac{A_{sp} L_{sp}}{A_c L_c} = \frac{4A_{sp}}{s D_c} \quad (7.7)$$

$A_{sp}$  : Diện tích của thanh cốt thép đai xoắn =  $\pi d_{sp}^2 / 4$ .

$d_{sp}$  : Đường kính cốt thép đai.

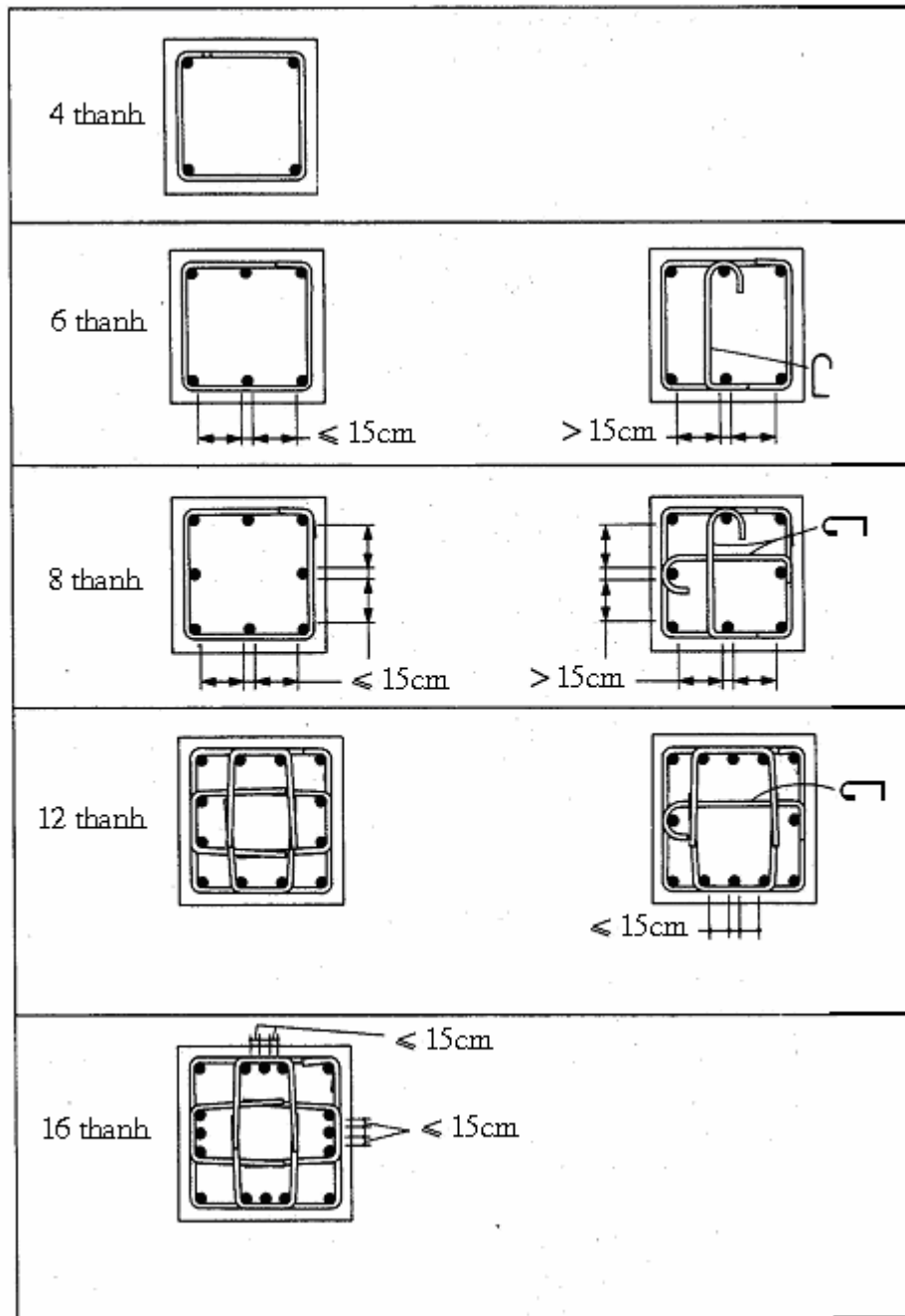
$L_{sp}$  : Độ dài một vòng cốt đai xoắn =  $\pi D_c$ .

$D_c$  : Đường kính lõi, đo ra ngoài các cốt đai xoắn.

$A_c$  : Diện tích lõi =  $\pi D_c^2 / 4$ .

$L_c$  : Bước cốt đai xoắn = s.





Hình 7.3: Cách bố trí cốt thép đai ngang.

#### 7.4. CÁC GIẢ THIẾT TÍNH TOÁN:

Khi tính toán cấu kiện chịu nén người ta vẫn sử dụng các giả thiết như khi tính toán cấu kiện chịu uốn:

- Biến dạng tại một thứ điểm tiết diện tỷ lệ thuận với khoảng cách từ điểm đó đến trục trung hoà.
- Khi chịu nén, biến dạng lớn nhất của bê tông được lấy bằng 0,003.
- Bỏ qua sức kháng kéo của bê tông.
- ứng suất trong vùng bê tông chịu nén phân bố theo quy luật hình chữ nhật.

## 7.5. TÍNH TOÁN CỘT NGẮN:

### 7.5.1. Đặc điểm chịu lực:

Đối với cấu kiện chịu nén đúng tâm, bê tông và cốt thép dọc cùng chịu lực cho đến khi bê tông và cốt thép cùng bị phá hoại.

Đối với cấu kiện chịu nén lệch tâm, đặc điểm chịu lực của cấu kiện phụ thuộc nhiều vào độ lệch tâm của lực dọc. Khi độ lệch tâm nhỏ, tiết diện ngang của cấu kiện phần lớn là chịu nén. Vết nứt xuất hiện ở mép chịu nén lớn. Nếu độ lệch tâm lớn hơn, cấu kiện có thể có phần chịu kéo nhưng ứng suất trong cốt thép chịu kéo rất nhỏ không đạt tới giới hạn chảy, sự phá hoại cũng bắt đầu từ vùng chịu nén – gần giống như sự phá hoại trong cấu kiện chịu nén đúng tâm. Khi độ lệch tâm lớn, trên tiết diện ngang phân thành hai vùng chịu kéo và chịu nén rõ rệt. Khi tải trọng tăng dần, vùng chịu kéo xuất hiện vết nứt, sau đó ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt đến giới hạn chảy; ở vùng chịu nén bê tông dần bị nén vỡ đồng thời cốt thép chịu nén cũng đạt tới giới hạn chảy. Sự phá hoại của cấu kiện gần giống như phá hoại của cấu kiện chịu uốn có đặt cốt thép kép

### 7.5.2. Tính toán cấu kiện:

#### 7.5.2.1. Khả năng chịu lực của cột ngắn chịu nén đúng tâm:

Sức kháng tính toán của cấu kiện bê tông cốt thép chịu nén đúng tâm được xác định như sau :

$$P_r = \varphi P_n \quad (7.8)$$

Trong đó :

+ Đối với cấu kiện có cốt thép đai xoắn :

$$P_n = 0,85 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (7.9)$$

+ Đối với cấu kiện có cốt thép đai thường :

$$P_n = 0,8 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (7.10)$$

Ở đây:

$P_r$  : Sức kháng lực dọc trục tính toán có hoặc không có uốn (N).

$P_n$  : Sức kháng lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn (N).

$f'_c$  : Cường độ chịu nén quy định của bê tông (Mpa) .

$A_g$  : Diện tích nguyên của mặt cắt ( $\text{mm}^2$ ).

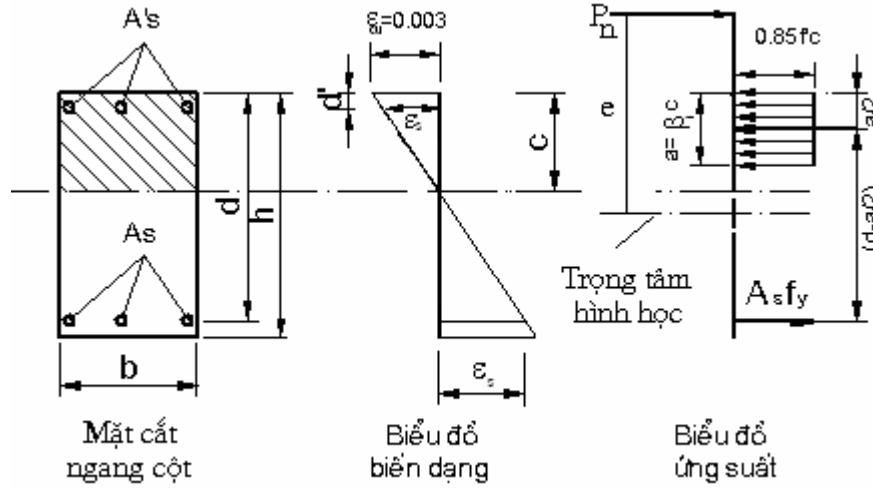
$A_{st}$  : Tổng diện tích của cốt thép dọc thường ( $\text{mm}^2$ ).

$f_y$  : Giới hạn chảy quy định của cốt thép (MPa).

$\varphi$ : Hệ số sức kháng (= 0,75).

#### 7.5.2.2. Khả năng chịu lực của cột ngắn chịu nén lệch tâm, tiết diện chữ nhật:

a. Sơ đồ ứng suất:



Hình 7.4: Sơ đồ ứng suất của cấu kiện chịu nén lệch tâm

b. Các phương trình cân bằng:

Các phương trình cân bằng của cấu kiện chịu nén lệch tâm được thiết lập từ sơ đồ ứng suất đối với các cột ngắn như sau:

- Phương trình cân bằng lực dọc:

$$P_n = 0,85f_c'ab + A_s'f_s' - A_s f_s \quad (7.11)$$

- Phương trình cân bằng mô men với trọng tâm tiết diện:

$$M_n = P_n e = 0,85f_c'ab \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left( d_s - \frac{h}{2} \right) + A_s' f_s' \left( \frac{h}{2} - d_s' \right) \quad (7.12)$$

Chú ý rằng, lực dọc  $P_n$  không thể có giá trị vượt quá sức kháng nén danh định của cột chịu nén đúng tâm được xác định theo các công thức (7.9) và (7.10).

Tùy thuộc vào độ lệch tâm  $e = \frac{M_u}{P_u}$ , ứng suất trong cốt thép chịu nén  $A_s'$  hoặc cốt thép chịu kéo  $A_s$  sẽ đạt tới giá trị giới hạn chảy  $f_y'$  và  $f_y$ . Cốt thép chịu nén  $A_s'$  đạt đến giới hạn chảy  $f_y'$  khi bê tông vùng chịu nén bị nén vỡ, nếu cấu kiện bị phá hoại từ vùng chịu kéo, giá trị  $f_s$  sẽ được thay bằng  $f_y$ . Trong trường hợp  $f_s' < f_y'$  và  $f_s < f_y$ , ứng suất thực tế trong cốt thép được tính từ sơ đồ biến dạng như sau:

$$f_s' = E_s \cdot \epsilon_s' = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (c - d_s')}{c} \leq f_y' \quad (7.13)$$

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (d_s - c)}{c} \leq f_y$$

c. Điều kiện cường độ:

Khi thiết kế cấu kiện chịu nén lệch tâm theo TTGH cường độ, điều kiện cường độ có dạng:

$$\begin{aligned} M_r &= \phi M_n \geq M_u \\ P_r &= \phi P_n \geq P_u \end{aligned} \quad (7.14)$$

Trong đó:

$\varphi$ : Hệ số sức kháng được lấy như sau

$$\varphi = 0,9 - 0,15 \cdot \frac{0,75 \cdot P_n}{0,1 f'_c A_g} = 0,9 - 0,1125 \frac{P_n}{0,1 f'_c A_g} \geq 0,75 \quad (7.15)$$

Trong đó:

$P_n$  được xác định từ công thức (7.11).

$$\varepsilon_s : \text{Biến dạng của cốt thép chịu kéo } \varepsilon_s = \frac{0,003 \cdot (d_s - c)}{c} \leq \frac{f_y}{E_s}$$

d. Các bài toán:

dl. Bài toán duyệt mặt cắt:

Cho trước kích thước tiết diện  $b \times h$ , cho các số liệu về cốt thép và cách bố trí cốt thép (cho  $A'_s, A_s, d'_s, d_s, E_s, f_y, f'_y$ ), cho cường độ chịu nén của bê tông  $f'_c$ , cho giá trị tải trọng tác dụng  $M_u$  và  $P_u$ .

Yêu cầu duyệt mặt cắt theo TTGH cường độ.

Giải:

Với các giá trị tải trọng đã cho  $M_u$  và  $P_u$ , tính độ lệch tâm  $e = \frac{M_u}{P_u}$ . Xét hai phương trình cân bằng

(7.11) và (7.12), các thành phần  $f'_s$ ,  $f_s$  và  $a$  có thể được biểu diễn thông qua thành phần ẩn số  $c$ . Do đó, từ hai phương trình cân bằng (7.11) và (7.12) ta có thể xác định được  $c$ ,  $M_n$ ,  $P_n$ . Tuy nhiên việc kết hợp hai phương trình cân bằng sẽ dẫn đến một phương trình bậc 3 theo ẩn  $c$  đồng thời trong quá trình giải cũng phải kiểm tra giá trị  $f'_s$  và  $f_s$  so với các giá trị  $f'_y$  và  $f_y$  ( $f'_s \leq f'_y$  và  $f_s \leq f_y$ ). Trong thực tế, người ta thường sử dụng phương pháp tính gần đúng để tính toán các cấu kiện chịu nén lệch tâm như sau:

- Giả thiết chiều cao vùng bê tông chịu nén  $a$ , tính chiều cao trục trung hoà  $c = \frac{a}{\beta_1}$

- Tính  $P_n$  và  $M_n$  theo các phương trình cân bằng (7.11) và (7.12).

- Tính độ lệch tâm  $e = \frac{M_n}{P_n}$

- So sánh độ lệch tâm  $e$  tính toán với độ lệch tâm  $e$  đã cho, nếu không đạt tiếp tục tính lại cho đến khi hội tụ.

Quá trình tính lặp như trên cũng giống như việc xác định biểu đồ tương tác mô men – lực dọc (Biểu đồ tương tác  $M - P$ ).

Khái niệm về biểu đồ tương tác  $M - P$  và cách xác định:

Biểu đồ tương tác  $M - P$  của cấu kiện chịu nén lệch tâm thực chất là hình bao vật liệu của nó trên đó biểu diễn các giá trị mô men và lực dọc danh định của cấu kiện tương ứng với các trường hợp phá hoại trong đó độ lệch tâm thay đổi từ 0 đến  $\infty$ . Các điểm nằm trong biểu đồ tương tác xem như an toàn, cấu kiện đủ khả năng chịu lực.

Để xác định biểu đồ tương tác người ta làm như sau:

+ Tính chiều cao trục trung hoà  $c_b$  ở trường hợp phá hoại dẻo – phá hoại cân bằng.

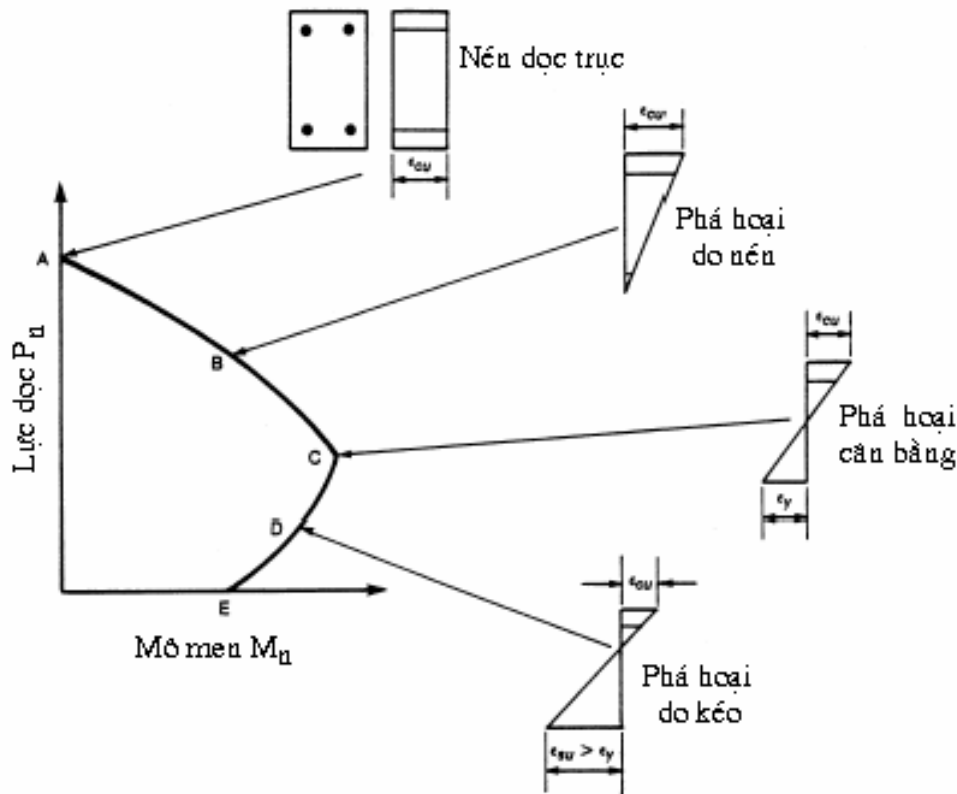
$$c_b = d_s \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}, \quad \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

+ Lấy một vài giá  $c > c_b$  (xác định miền phá hoại do nén) và một vài giá trị  $c < c_b$  (xác định miền phá hoại do kéo).

+ Với mỗi giá trị  $c$  đã chọn, tính toán  $\epsilon'_s, \epsilon_s, f'_s, f_s$ .

+ Xác định  $P_n$  và  $M_n$  ứng với các giá trị  $c$  đã chọn.

+ Với các cặp giá trị  $P_n$  và  $M_n$  đã có, vẽ đường cong quan hệ  $M - P$ .



Hình 7.5: Các phân bố biến dạng tương ứng với các điểm trên biểu đồ tương tác.

**Ví dụ 7.1:** Tính duyệt khả năng chịu lực của cột ngắn chịu lực dọc trục biết:

- Kích thước tiết diện:  $300 \times 350$  mm
- Bê tông có  $f'_c = 28$  MPa
- Cốt thép ASTM A615M có:  $f_y = 420$  Mpa, mô đun đàn hồi của cốt thép  $E_s = 2.10^5$  Mpa.
- Sử dụng 4 # 19;  $d_s = 290$  mm;  $d'_s = 60$  mm.
- Tải trọng lớn nhất ở TTGH cường độ:  $M_u = 100$  KN.m ;  $P_u = 1000$  KN.

**Giải:** Sử dụng biểu đồ tương tác  $M - P$  để tính toán.

1. Trường hợp chịu nén đúng tâm:

Hệ số sức kháng  $\phi = 0,75$ .

$$A_{st} = 1136 \text{ mm}^2.$$

Áp dụng công thức (7.10) ta có:

$$P_{n(\max)} = 0,8 \left[ 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \right]$$

$$= 0,8 \left[ 0,85 \cdot 28 \cdot (300 \cdot 350 - 4 \cdot 284) + 4 \cdot 284 \cdot 420 \right] = 2359267 \text{ (N)} = 2359,3 \text{ (KN)}$$

$$P_r = \varphi P_n = 0,75 \times 2359,3 = 1769,5 \text{ (KN)}$$

2. Tính ở trường hợp phá hoại cân bằng (cốt thép chịu kéo bị chảy dẻo và bê tông vùng chịu nén bị nén vỡ):

$$\text{Biến dạng lớn nhất của cốt thép: } \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{2 \cdot 10^5} = 0,0021$$

$$\text{Chiều cao trục trung hoà: } c_b = d_s \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = 290 \frac{0,003}{0,003 + 0,0021} = 170,59 \text{ (mm)}$$

$$\text{Chiều cao vùng bê tông chịu nén: } a = \beta_1 c = 0,85 \cdot 170,59 = 145 \text{ (mm)}$$

Ứng suất trong cốt thép chịu nén:

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (c - d'_s)}{c} = 2 \cdot 10^5 \cdot \frac{0,003 \cdot (170,59 - 60)}{170,59} = 388,97 \text{ (Mpa)} < f_y$$

Áp dụng các công thức (7.11) và (7.12) ta có:

$$P_n = 0,85 f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s = 0,85 \cdot 28 \cdot 145 \cdot 300 + 568 \cdot 388,97 - 568 \cdot 420 = 1017672 \text{ (N)}$$

$$\approx 1018 \text{ (KN)}.$$

$$M_n = 0,85 f'_c ab \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left( d_s - \frac{h}{2} \right) + A'_s f'_s \left( \frac{h}{2} - d'_s \right)$$

$$= 0,85 \cdot 28 \cdot 145 \cdot 300 \cdot \left( \frac{350}{2} - \frac{145}{2} \right) + 568 \cdot 420 \cdot \left( 290 - \frac{350}{2} \right) + 568 \cdot 388,97 \cdot \left( \frac{350}{2} - 60 \right)$$

$$= 158959877,6 \text{ (N.mm)} \approx 158,96 \text{ (KN.m)}$$

Tính hệ số sức kháng  $\varphi$ :

+ Tính theo 22TCN 272 – 05: áp dụng công thức (7.13) ta có:

$$\varphi = 0,9 - 0,1125 \frac{P_n}{0,1 f'_c A_g} = 0,9 - 0,1125 \frac{1017672}{0,1 \cdot 28 \cdot 300 \cdot 350} = 0,511 < 0,75 \rightarrow \varphi = 0,75$$

Sức kháng tính toán:

$$M_r = \varphi M_n = 0,75 \times 158,6 = 119,22 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \varphi P_n = 0,75 \times 1018 = 763,25 \text{ (KN)}$$

3. Chọn 1 vài giá trị  $c < c_b$  để tìm miền phá hoại kéo:

Sử dụng các công thức (7.11), (7.12) và (7.13) ta có:

C (mm)	$P_n$ (KN)	$M_n$ (KN)	Hệ số sức kháng $\phi$	$P_r$ (KN)	$M_r$ (KN)
160	945.48	155.83	0.75	709.11	116.87
140	805.84	147.97	0.75	604.38	110.97
120	660.12	137.34	0.75	495.09	103.00
100	504.66	123.53	0.75	378.50	92.64
90	421.25	115.19	0.75	315.94	86.39
80	332.16	105.69	0.773	256.73	81.69
70	234.96	94.74	0.81	190.34	76.75

4. Chọn 1 vài giá trị  $c > c_b$  để tìm miền phá hoại nén:

Sử dụng các công thức (7.11), (7.12) và (7.13) ta có:

C (mm)	$P_n$ (KN)	$M_n$ (KN)	Hệ số sức kháng $\phi$	$P_r$ (KN)	$M_r$ (KN)
230	1545.53	145.49	0.75	1159.14	109.12
220	1465.30	148.72	0.75	1098.98	111.54
210	1383.22	151.65	0.75	1037.42	113.74
200	1299.00	154.31	0.75	974.25	115.73
190	1206.92	156.12	0.75	905.19	117.09
180	1111.35	157.68	0.75	833.52	118.26

5. Trường hợp chịu uốn thuần túy:

Khi cốt thép bố trí đối xứng ( $A_s = A'_s$ ), có thể bỏ qua  $A'_s$  khi tính toán

$$\text{Chiều cao } a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 33,41 \text{ (mm)}$$

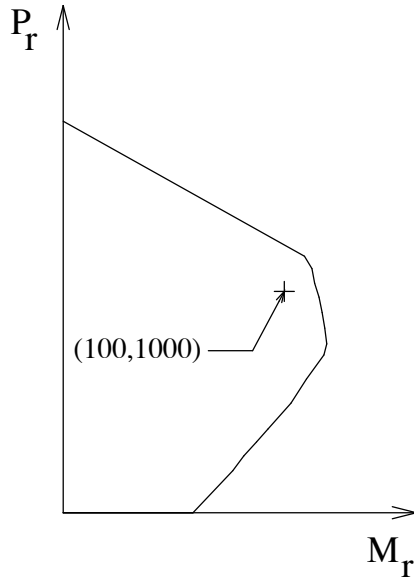
Mô men kháng danh định:

$$M_n = A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) = 61,597 \text{ (KN.m)}$$

Mô men kháng tính toán:

$$M_r = \phi M_n = 0,9 M_n = 58,677 \text{ (KN.m)}$$

6. Vẽ biểu đồ tương tác  $M - P$  ứng với các cặp giá trị  $M_r - P_r$  vừa tìm được



Từ biểu đồ tương tác  $M - P$  ta thấy cột đã cho đảm bảo khả năng chịu lực.

Vấn với ví dụ trên nhưng nếu tính theo phương pháp tính lặp ta có :

- Độ lệch tâm ban đầu do tải trọng:  $e = \frac{M_u}{P_u} = 0.1 \text{ (m)}$

- Giả định  $c = 200 \text{ mm}$  có:

+ Chiều cao vùng bê tông chịu nén  $a = \beta_1 c = 0,85 \cdot c = 170 \text{ (mm)}$

+ Ứng suất trong cốt thép chịu kéo:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (d_s - c)}{c} = 300 \text{ (Mpa)} < f_y = 420 \text{ (Mpa)}$$

→ Lấy  $f_s = 300 \text{ (Mpa)}$

+ Ứng suất trong cốt thép chịu nén:

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (c - d'_s)}{c} = 420 \text{ (Mpa)}$$

+ Áp dụng các công thức (7.11) và (7.12) ta có:

$$P_n = 0,85 f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s = 1281.96 \text{ (KN)}$$

$$M_n = 0,85 f'_c ab \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left( d_s - \frac{h}{2} \right) + A'_s f'_s \left( \frac{h}{2} - d'_s \right) = 157.9764 \text{ (KN.m)}$$

+ Tính hệ số sức kháng  $\phi$ :

Tính theo 22TCN 272 – 05: áp dụng công thức (7.13) ta có:

$$\phi = 0,9 - 0,1125 \frac{P_n}{0,1 f'_c A_g} = 0,41 < 0,75 \rightarrow \phi = 0,75$$

+ Sức kháng tính toán:

$$M_r = \phi M_n = 118,48 \text{ (KN.m)}$$



$$P_r = \varphi P_n = 961,47 \text{ (KN)}.$$

+ Độ lệch tâm  $e = \frac{M_r}{P_r} = 0,123 \text{ (m)} > e = \frac{M_u}{P_u} = 0.1 \text{ (m)}$ . Tăng  $c$  và lặp lại tiếp theo

- Tiến hành tương tự với các giá trị  $c$  giả định, cuối cùng ta tính được  $c = 225,84 \text{ mm}$ . Ứng với giá trị  $c = 225,84 \text{ mm}$  ta có:

+  $M_n = 149,727 \text{ (KN.m)}$

+  $P_n = 1497,27 \text{ (KN)}$ .

+ Hệ số sức kháng  $\varphi = 0,75$

+ Sức kháng tính toán:

$$M_r = \varphi M_n = 112,3 \text{ (KN.m)}.$$

$$P_r = \varphi P_n = 1123 \text{ (KN)}.$$

+ Độ lệch tâm  $e = \frac{M_r}{P_r} = 0,1 \text{ (m)} = e = \frac{M_u}{P_u} = 0.1 \text{ (m)}$ .

Vậy sức kháng tính toán:

$$M_r = \varphi M_n = 112,3 \text{ (KN.m)} > M_u = 100 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \varphi P_n = 1123 \text{ (KN)} > P_u = 1000 \text{ (KN)}$$

Do đó cột đảm bảo khả năng chịu lực.

## d2. Bài toán thiết kế mặt cắt:

Cho trước giá trị tải trọng tác dụng  $M_u$  và  $P_u$ , cho các số liệu về cốt thép (cho  $E_s, f_y, f'_y$ ), cho cường độ chịu nén của bê tông  $f'_c$ .

Yêu cầu chọn kích thước mặt cắt, tính và bố trí cốt thép dọc chịu lực.

### Trình tự giải:

1. Tính độ lệch tâm  $e = \frac{M_n}{P_n}$

2. Lựa chọn sơ bộ kích thước cột:

Kích thước cột có thể được chọn sơ bộ như sau:

+ Khi độ lệch tâm  $e < \frac{h}{2}$ , diện tích mặt cắt cột  $A_g \geq \frac{P_u}{0,45(f'_c + f_y \cdot \rho_{st})}$  (7.16)

Trong đó  $\rho_{st} = \frac{A_{st}}{A_g}$  là hàm lượng cốt thép trong cột được lấy sơ bộ bằng từ 1% ÷ 4%.

Nếu sử dụng cốt đai xoắn, số 0,45 trong công thức (7.16) được thay bằng 0,55.

+ Khi độ lệch tâm  $e \geq \frac{h}{2}$ , số 0,45 trong công thức (7.16) được thay bằng 0,3 ÷ 0,4.

Từ giá trị diện tích mặt cắt ngang cột tính theo công thức (7.16) chọn hình dạng và kích thước tiết diện. Nếu tiết diện chữ nhật, kích thước nhỏ nhất không lấy nhỏ hơn 25cm. Nếu tiết diện hình tròn, đường kính tiết diện không lấy nhỏ hơn 30cm.

3. Bố trí sơ bộ cốt thép dọc chịu lực trong cột. Diện tích cốt thép trong cột  $A_{st}$  được lấy sơ bộ bằng từ  $1\% \div 4\%$  diện tích toàn bộ tiết diện  $A_g$

4. Duyệt mặt cắt theo bài toán tính duyệt. Nếu không đạt phải thay đổi kích thước tiết diện hoặc tăng cốt thép.

Ví dụ 7.2: Chọn kích thước tiết diện và bố trí cốt thép cho cột ngắn chịu lực nén uốn biết:

- Bê tông có  $f'_c = 28$  MPa
- Cốt thép ASTM A615M có:  $f_y = 420$  Mpa, mô đun đàn hồi của cốt thép  $E_s = 2.10^5$  Mpa.
- Tải trọng lớn nhất ở TTGH cường độ:  $M_u = 100$  KN.m ;  $P_u = 1000$  KN.

Giải:

Độ lệch tâm ban đầu do tải trọng:  $e = \frac{M_u}{P_u} = 0.1$  (m).

Giả định hàm lượng cốt thép:  $\rho_{st} = 2\%$ .

Diện tích cần thiết của tiết diện:

$$A_g = \frac{P_u}{0,45(f'_c + f_y \cdot \rho_{st})} = \frac{1000 \cdot 10^3}{0,45(28 + 420 \cdot 0,02)} = 61050 \text{ (mm}^2\text{)}.$$

Chọn kích thước tiết diện cột:  $300 \times 300$  mm.

Vì độ lệch tâm ban đầu do tải trọng:  $e = \frac{M_u}{P_u} = 0.1$  (m)  $< \frac{h}{2}$  nên kích

thước cột đã chọn theo công thức (7.16).

Diện tích cốt thép giả định:  $A_{st} = 0,02 \times 300 \times 300 = 1800$  (mm<sup>2</sup>).

Chọn 4#25 có:  $A_s = A'_s = 1020$  mm<sup>2</sup>. Bố trí cốt thép như hình vẽ bên.

Duyệt mặt cắt cột:

- Giả định  $c = 150$  mm có:

+ Chiều cao vùng bê tông chịu nén

$$a = \beta_1 c = 0,85 \cdot c = 127,5 \text{ (mm)}$$

+ Ứng suất trong cốt thép chịu kéo:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (d_s - c)}{c} = 360 \text{ (Mpa)} < f_y = 420 \text{ (Mpa)}$$

→ Lấy  $f_s = 360$  (Mpa)

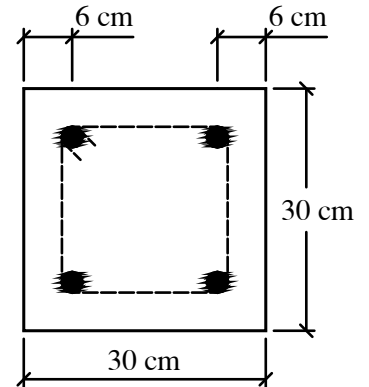
+ Ứng suất trong cốt thép chịu nén:

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (c - d'_s)}{c} = 360 \text{ (Mpa)} < f_y = 420 \text{ (Mpa)}$$

→ Lấy  $f'_s = 360$  (Mpa)

+ Áp dụng các công thức (7.11) và (7.12) ta có:

$$P_n = 0,85 f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s = 910,35 \text{ (KN)}$$



$$M_n = 0,85 f_c' ab \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left( d_s - \frac{h}{2} \right) + A_s' f_s' \left( \frac{h}{2} - d_s' \right) = 144,61 \text{ (KN.m)}$$

+ Độ lệch tâm  $e = \frac{M_n}{P_n} = 0,1588 \text{ (m)} > e = \frac{M_u}{P_u} = 0.1 \text{ (m)}$ . Tăng  $c$  và lặp lần tiếp theo

- Tiến hành tương tự với các giá trị  $c$  giả định, cuối cùng ta tính được  $c = 183,8475 \text{ mm}$ . Ông với giá trị  $c = 183,8475 \text{ mm}$  ta có:

+  $M_n = 134,1119 \text{ (KN.m)}$

+  $P_n = 1341,117 \text{ (KN)}$ .

+ Hệ số sức kháng  $\phi = 0,75$

+ Sức kháng tính toán:

$$M_r = \phi M_n = 100,58 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \phi P_n = 1005,84 \text{ (KN)}$$

+ Độ lệch tâm  $e = \frac{M_r}{P_r} = 0,1 \text{ (m)} = e = \frac{M_u}{P_u} = 0.1 \text{ (m)}$ .

Vậy sức kháng tính toán:

$$M_r = \phi M_n = 100,58 > M_u = 100 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \phi P_n = 1005,84 > P_u = 1000 \text{ (KN)}$$

Do đó cột đã chọn đảm bảo khả năng chịu lực.

### 7.5.2.3. Khả năng chịu lực của cột ngắn chịu nén lệch tâm, tiết diện hình tròn:

Tùy theo độ cao của vùng bê tông chịu nén, cột tiết diện tròn được chia làm hai trường hợp như hình 7.6

- Trường hợp 1:  $a \leq \frac{h}{2}$ ;  $\theta < 90^\circ$

$$\theta = \arccos \left( \frac{h/2 - a}{h/2} \right) \tag{7.17}$$

- Trường hợp 2:  $a > \frac{h}{2}$ ;  $\theta > 90^\circ$

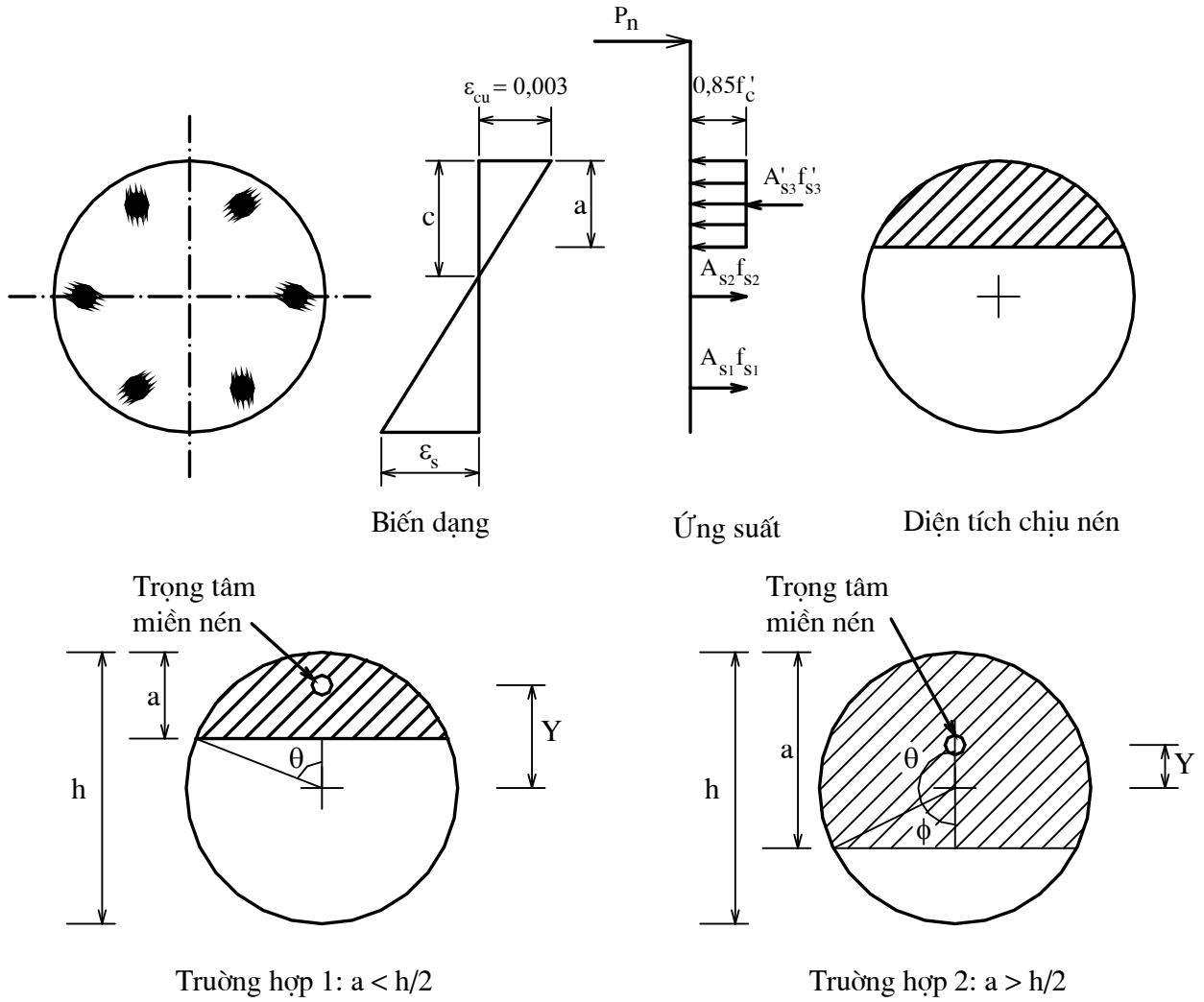
$$\theta = \arccos \left( \frac{h/2 - a}{h/2} \right) \text{ và } \phi = \arccos \left( \frac{a - h/2}{h/2} \right) \tag{7.18}$$

Diện tích vùng bê tông chịu nén được lấy như sau:

$$A_c = h^2 \left( \frac{\theta_{rad} - \sin \theta \cos \theta}{4} \right) \tag{7.19}$$

Mô men tĩnh của vùng bê tông chịu nén lấy với trọng tâm tiết diện hình tròn là:

$$A_c Y = h^3 \left( \frac{\sin^3 \theta}{12} \right) \tag{7.20}$$



Hình 7. 6: Cột chịu nén lệch tâm tiết diện hình tròn.

Trong đó  $Y$  là khoảng cách từ trọng tâm vùng bê tông chịu nén đến tâm của tiết diện hình tròn.

Các phương trình cân bằng được viết như sau:

$$P_n = 0,85f'_c A_c + \sum A'_s f'_s - \sum A_s f_s \quad (7.21)$$

$$M_n = P_n e = 0,85f'_c A_c Y + \sum A_s f_s \left( d_i - \frac{h}{2} \right) + \sum A'_s f'_s \left( \frac{h}{2} - d'_i \right) \quad (7.22)$$

Trong đó:

$f_s, f'_s$ : Ứng suất trong cốt thép chịu kéo và chịu nén

$$f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (c - d'_i)}{c} \leq f'_y \quad (7.23)$$

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s = E_s \cdot \frac{0,003 \cdot (d_i - c)}{c} \leq f_y$$

$d_i, d'_i$ : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo và chịu nén đến thớ chịu nén ngoài cùng.

## 7.6. TÍNH TOÁN CỘT MỎNG:

Khi cột bê tông cốt thép có độ mảnh lớn hơn giới hạn tính toán cột ngắn, cột sẽ bị phá hoại do mất ổn định trước khi đạt giới hạn phá hủy do vật liệu. Biến dạng của bê tông vùng chịu nén trên tiết diện cột sẽ nhỏ hơn giá trị 0,003.

Đối với cấu kiện chịu nén, lời giải của bài toán Euler cho ta giá trị tải trọng giới hạn gây mất ổn định như sau:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \quad (7.24)$$

Trong đó:

$P_e$ : Tải trọng giới hạn.

E: Mô đun đàn hồi.

I: Mô men quán tính của tiết diện.

$Kl_u$ : Chiều dài tính toán (chiều dài hữu hiệu) của cấu kiện.

K: Hệ số chiều dài tính toán (hệ số độ dài hữu hiệu).

$l_u$ : Chiều dài tự do của cấu kiện.

Đối với cột mảnh, tải trọng lệch tâm sẽ gây ra một độ võng đáng kể, độ võng này làm tăng độ lệch tâm và do đó lại làm tăng mô men uốn, kết quả là độ võng của cấu kiện cứ tăng dần.

Mặt khác, khi chịu tải trọng dài hạn, trong bê tông xuất hiện hiện tượng từ biến làm giảm độ cứng của cột – tăng độ mảnh.

Trong tính toán, người ta xét đến ảnh hưởng của độ mảnh và từ biến bằng cách nhân mô men tính toán ban đầu với hệ số khuếch đại mô men. Phương pháp xét đến ảnh hưởng như trên được gọi là “phương pháp khuếch đại mô men”.

### 7.6.1. Đối với hệ khung không giằng:

Mô men hoặc ứng suất tính toán có thể được tăng lên để phản ánh tác dụng của biến dạng như sau:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (7.25)$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \quad (7.26)$$

Trong đó:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1.0 \quad (7.27)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}} \quad (7.28)$$

Ở đây:

$P_u$ : Tải trọng tính toán (đã nhân hệ số) dọc trục (N)

$P_e$  : Tải trọng uốn dọc tới hạn Euler (N)

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl)^2}$$

$\phi$ : Hệ số kháng nén dọc trục lấy bằng 0,75

$M_{2b}$ : Mô men trên thanh (cấu kiện) chịu nén do tải trọng trọng lực tính toán (đã nhân hệ số) mà không dẫn đến oằn đáng kể được tính toán bằng phương pháp khung đàn hồi bậc nhất quy ước, luôn luôn dương (N.mm)

$f_{2b}$ : ứng suất tương ứng với  $M_{2b}$  (MPa)

$M_{2s}$  : Mô men trên thanh chịu nén do lực ngang tính toán hoặc tải trọng trọng lực tính toán (đã nhân hệ số) mà gây ra độ oằn,  $\Delta$  lớn hơn  $l_u/500$ , được tính bằng phương pháp phân tích khung đàn hồi bậc nhất quy ước, luôn luôn dương (N.mm).

$f_{2s}$ : ứng suất tương ứng với  $M_{2s}$  (MPa)

$C_m$ : Hệ số được lấy bằng 1,0.

Giá trị EI dùng để xác định  $P_e$  phải lấy giá trị lớn hơn của :

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (7.29)$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2,5}}{1 + \beta_d} \quad (7.30)$$

Trong đó :

$E_c$ : Mô đun đàn hồi của bê tông (MPa)

$I_g$ : Mô men quán tính mặt cắt nguyên của bê tông xung quanh trục chính (mm<sup>4</sup>)

$E_s$ : Mô đun đàn hồi của thép dọc (MPa)

$I_s$ : Mô men quán tính của cốt thép dọc xung quanh trục chính (mm<sup>4</sup>)

$\beta_d$ : Tỷ lệ giữa mô men tính toán lớn nhất do tải trọng thường xuyên với mô men tính toán lớn nhất do toàn bộ tải trọng, trị số luôn luôn dương.

### 7.6.2. Đối với hệ khung giằng:

Mô men tính toán có thể được tăng lên để phản ánh tác dụng của biến dạng như sau:

$$M_c = \delta_b M_{2b}$$

Trong đó:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1.0$$

$C_m$  có thể lấy như sau:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4$$

Trong đó:

$M_{1b}$ : Mô men bé hơn tại đầu mút.

$M_{2b}$ : Mô men lớn hơn tại đầu mút.

Tỉ số  $M_{1b}/M_{2b}$  được coi là dương nếu cấu kiện bị uốn theo độ cong một chiều và âm nếu nó bị uốn theo độ cong hai chiều.

### 7.6.3. Tóm tắt các bước tính toán cột mảnh:

1. Xác định hệ số chiều dài tính toán K.

2. Xác định cột thuộc loại cột ngắn hay mảnh

- Đối với kết cấu không có giằng liên kết, khi tỷ số độ mảnh  $\frac{K l_u}{r} < 22$  thì được coi là cột ngắn – không xét đến hiệu ứng độ mảnh.

- Đối với kết cấu có giằng chống bên, khi  $\frac{K l_u}{r} < 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$  thì được coi là cột ngắn.

ở đây:

K: Hệ số độ dài hữu hiệu.

$l_u$ : Chiều dài không có thanh giằng.

r: Bán kính quán tính.

$M_1, M_2$  tương ứng là mô men nhỏ và lớn ở đầu và thành phần  $M_1/M_2$  là dương đối với đường cong uốn đơn.

3. Nếu cột đã cho thuộc loại cột mảnh và  $\frac{K l_u}{r} < 100$ , tính mô men khuếch đại  $M_c$ .

4. Tính toán cột mảnh như đối với cột ngắn bằng cách sử dụng mô men  $M_c$  và lực dọc  $P_u$

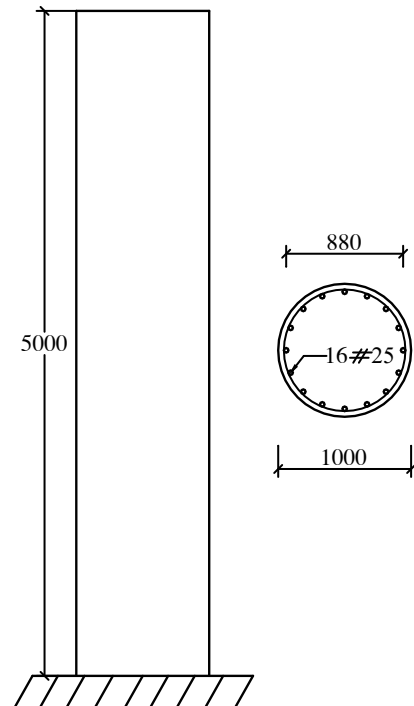
Ví dụ 7.3: Tính duyệt khả năng chịu lực của cột chịu lực dọc trục đặt cốt đai thường biết:

- Cột có tiết diện hình tròn,  $D = 1000$  mm
- Bê tông có  $f'_c = 28$  Mpa;  $\gamma_c = 2450$  (KN/m<sup>3</sup>)
- Cốt thép ASTM A615M có:  $f_y = 420$  Mpa, mô đun đàn hồi của cốt thép  $E_s = 2.10^5$  Mpa.
- Sử dụng 16 # 25.
- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ  $d_c = 60$  mm.
- Chiều dài tự do của cột  $l_u = 5000$  mm.
- Tải trọng lớn nhất ở TTGH cường độ  
+  $M_u = 1000$  (KN.m)  
+ Mô men tính toán do tải trọng thường xuyên  
 $M_{up} = 150$  (KN.m)  
+  $P_u = 4500$  KN.

Giải:

- Hệ số độ mảnh  $K = 2,1$ .

- Tỷ số độ mảnh:  $\frac{K l_u}{r}$



Trong đó:

$$+ l_u = 5000 \text{ mm.}$$

+ r: Bán kính quán tính quay của mặt cắt nguyên

$$r = \frac{D}{4} = 250 \text{ mm.}$$

Do đó:  $\frac{KJ_u}{r} = 2,1 \cdot \frac{5000}{250} = 42 > 22$  nên cột thuộc loại cột mảnh.

- Tính  $P_e$ :

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2}$$

Trong đó độ cứng EI được lấy bằng giá trị lớn hơn trong hai giá trị sau:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2,5}}{1 + \beta_d}$$

Ta có:

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} = 27592,85 \text{ (Mpa)}$$

$$E_s = 2.10^5 \text{ (MPa).}$$

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = 49062500000 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$I_s = 308211200 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$\beta_d = \frac{M_{up}}{M_u} = 0,15$$

Do đó:

$$\frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} = 2,89 \cdot 10^{14} \text{ (N.mm}^2\text{)}.$$

$$\frac{\frac{E_c I_g}{2,5}}{1 + \beta_d} = 4,71 \cdot 10^{14} \text{ (N.mm}^2\text{)}$$

Vậy:  $EI = 4,71 \cdot 10^{14} \text{ (N.mm}^2\text{)}.$

Thay số có:  $P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = 42110376.16 \text{ (N)} = 42110,38 \text{ (KN)}.$

- Tính mô men khuỷch đại:  $M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$

Trong đó:



$$+ \delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1.0$$

ở đây  $C_m = 1$  nên:  $\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} = 1,17.$

$$+ \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} = 1,17.$$

Do đó mô men khuếch đại:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 1,17 (M_{2b} + M_{2s}) = 1,17 M_u = 1170 \text{ (KN.m)}$$

- Duyệt mặt cắt đã cho ứng với tải trọng:

$$M_c = 1170 \text{ (KN.m)}$$

$$P_u = 4500 \text{ (KN)}$$

Xây dựng biểu đồ tương tác M - P

1. Trường hợp chịu nén đúng tâm:

Hệ số sức kháng  $\phi = 0,75.$

$$A_{st} = 8160 \text{ mm}^2.$$

áp dụng công thức (1.8) ta có:

$$P_{n(max)} = 0,8 \left[ 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \right]$$

$$= 0,8 \left[ 0,85 \cdot 28 \cdot \left( \frac{3,14 \cdot 1000^2}{4} - 8160 \right) + 8160 \cdot 420 \right] = 17540,4 \text{ (KN)}$$

$$P_r = \phi P_n = 0,75 \times 17540,4 = 13155,3 \text{ (KN)}$$

2. Tính ở trường hợp phá hoại cân bằng (cốt thép chịu kéo lớn nhất bị chảy dẻo và bê tông vùng chịu nén bị nén vỡ):

Biến dạng lớn nhất của cốt thép:  $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{2 \cdot 10^5} = 0,0021$

Chiều cao trục trung hoà:  $c_b = d_o \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = 940 \frac{0,003}{0,003 + 0,0021} = 553 \text{ (mm)} > \frac{D}{2} = 500 \text{ mm}$

Biến dạng và ứng suất trong các thanh cốt thép được cho trong bảng sau:

Hàng thép	$d_i$ (mm)	$\epsilon_i$ ( $10^{-3}$ )	$f_{si}$ (Mpa)
1	60	-2.67	-420
2	93.49	-2.49	-420
3	188.87	-1.98	-395.1
4	331.62	-1.2	-240.2
5	500	-0.29	-57.45

6	668.38	0.63	125.26
7	811.13	1.4	280.16
8	906.51	1.92	383.66
9	940	2.1	420

Ghi chú: Các giá trị ứng suất lớn hơn 420 Mpa được lấy bằng 420 Mpa.

Các thông số tính toán của vùng bê tông chịu nén:

$$+ \text{ Góc mở } \theta = \arccos\left(\frac{h/2 - a}{h/2}\right) = 96,078^\circ = 1,677 \text{ (rad)}$$

+ Diện tích của vùng bê tông chịu nén:

$$A_c = h^2 \left( \frac{\theta_{rad} - \sin\theta \cos\theta}{4} \right) = 1000^2 \left( \frac{1,677 - \sin(96,078^\circ) \cos(96,078^\circ)}{4} \right) \\ = 445541 \text{ (mm}^2\text{)}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm vùng bê tông chịu nén đến tâm của tiết diện hình tròn:

$$Y = \frac{h^3}{A_c} \left( \frac{\sin^3 \theta}{12} \right) = \frac{1000^3 \times \sin^3(96,078^\circ)}{445541 \times 12} = 183,9 \text{ (mm)}$$

Khả năng chịu lực của cột:

$$P_n = 0,85 f_c' A_c + \sum A_s' f_s' - \sum A_s f_s = 10786,8 \text{ (KN)}$$

$$M_n = P_n e = 0,85 f_c' A_c Y + \sum A_s' f_s' \left( d_i - \frac{h}{2} \right) + \sum A_s f_s \left( \frac{h}{2} - d_i' \right) = 22617,5 \text{ (KN.m)}$$

Tính hệ số sức kháng  $\phi$ :

+ Tính theo 22TCN 272 – 05: áp dụng công thức (1.13) ta có:

$$\phi = 0,9 - 0,1125 \frac{P_n}{0,1 f_c' A_g} = 0,9 - 0,1125 \frac{4 \cdot 10786800}{0,1 \cdot 28 \cdot 1000^2} = 0,348 < 0,75$$

$$\rightarrow \phi = 0,75$$

Sức kháng tính toán:

$$M_r = \phi M_n = 0,75 \times 22617,5 = 16963,1 \text{ (KN.m)}$$

$$P_r = \phi P_n = 0,75 \times 10786,8 = 8090,1 \text{ (KN)}$$

3. Lấy 1 vài giá trị C, các kết quả tính toán cho trong bảng sau:

C (mm)	$\epsilon_{s1}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s2}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s3}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s4}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s5}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s6}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s7}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s8}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s9}$ ( $10^{-3}$ )
940	-2.81	-2.70	-2.40	-1.94	-1.40	-0.87	-0.41	-0.11	0.00
880	-2.80	-2.68	-2.36	-1.87	-1.30	-0.72	-0.23	0.09	0.20
830	-2.78	-2.66	-2.32	-1.80	-1.19	-0.58	-0.07	0.28	0.40
780	-2.77	-2.64	-2.27	-1.72	-1.08	-0.43	0.12	0.49	0.62
720	-2.75	-2.61	-2.21	-1.62	-0.92	-0.22	0.38	0.78	0.92

660	-2.73	-2.58	-2.14	-1.49	-0.73	0.04	0.69	1.12	1.27
600	-2.70	-2.53	-2.06	-1.34	-0.50	0.34	1.06	1.53	1.70
500	-2.64	-2.44	-1.87	-1.01	0.00	1.01	1.87	2.44	2.64
440	-2.59	-2.36	-1.71	-0.74	0.41	1.56	2.53	3.18	3.41
385	-2.53	-2.27	-1.53	-0.42	0.90	2.21	3.32	4.06	4.32
330	-2.45	-2.15	-1.28	0.01	1.55	3.08	4.37	5.24	5.55
280	-2.36	-2.00	-0.98	0.55	2.36	4.16	5.69	6.71	7.07
220	-2.18	-1.73	-0.42	1.52	3.82	6.11	8.06	9.36	9.82
165	-1.91	-1.30	0.43	3.03	6.09	9.15	11.75	13.48	14.09
140	-1.71	-1.00	1.05	4.11	7.71	11.32	14.38	16.43	17.14

C (mm)	$\epsilon_{s1}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s2}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s3}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s4}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s5}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s6}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s7}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s8}$ ( $10^{-3}$ )	$\epsilon_{s9}$ ( $10^{-3}$ )
940	-420	-420	-420	-388.3	-280.9	-173.4	-82.26	-21.38	0.00
880	-420	-420	-420	-373.9	-259.1	-144.3	-46.96	18.07	40.91
830	-420	-420	-420	-360.3	-238.6	-116.8	-13.64	55.31	79.52
780	-420	-420	-420	-344.9	-215.4	-85.86	23.94	97.31	123.08
720	-420	-420	-420	-323.7	-183.3	-43.02	75.94	155.42	183.33
660	-420	-420	-420	-298.5	-145.5	7.62	137.39	224.1	254.55
600	-420	-420	-411.1	-268.4	-100	68.38	211.13	306.51	340
500	-420	-420	-373.4	-202.1	0	202.06	373.35	420	420
440	-420	-420	-342.4	-147.8	81.82	311.43	420	420	420
385	-420	-420	-305.7	-83.19	179.22	420	420	420	420
330	-420	-420	-256.6	2.94	309.09	420	420	420	420
280	-420	-399.7	-195.3	110.61	420	420	420	420	420
220	-420	-345	-84.89	304.42	420	420	420	420	420
165	-381.8	-260	86.81	420	420	420	420	420	420
140	-342.9	-199.3	209.46	420	420	420	420	420	420

C (mm)	$\theta$ (rad)	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	Y (mm)	$P_n$ (kN)	$M_n$ (kNm)	$\phi$	$P_r$ (kN)	$M_r$ (kNm)
940	2.65	766159	11.65	19105.2	3700.17	0.75	14328.9	2775.13
880	2.43	732013	31.25	18226.5	7172.93	0.75	13669.8	5379.70
830	2.29	696863	50.71	17327.6	10282.32	0.75	12995.7	7711.74
780	2.17	657284	72.10	16315.3	13314.58	0.75	12236.5	9985.93
720	2.03	605379	99.68	14982.7	16623.65	0.75	11237.1	12467.74

660	1.90	549925	128.87	13548	19394.39	0.75	10161	14545.79
600	1.77	492028	159.31	12028.7	21492.39	0.75	9021.51	16119.3
500	1.57	392699	212.21	9394.72	23123.32	0.75	7046.04	17342.49
440	1.45	332843	244.98	7833.55	22752.89	0.75	5875.16	17064.67
385	1.34	278721	275.58	6413.54	21610.88	0.75	4810.15	16208.16
330	1.22	226034	306.63	5041.31	19707.47	0.75	3780.98	14780.61
280	1.12	180020	335.22	3818.82	17393.06	0.75	2864.12	13044.8
220	0.98	128114	369.9	2433.67	13954.65	0.78	1887.31	10821.85
165	0.84	84801	402.03	1243.81	10328.98	0.84	1040.29	8638.86
140	0.77	66833	416.73	735.442	8559.32	0.86	634.23	7381.36

4. Trường hợp chịu uốn thuần túy:

Bằng cách thử dần với một vài giá trị chiều cao vùng bê tông chịu nén c ta có:

Với trường hợp uốn thuần túy  $c = 102,9244$  mm.

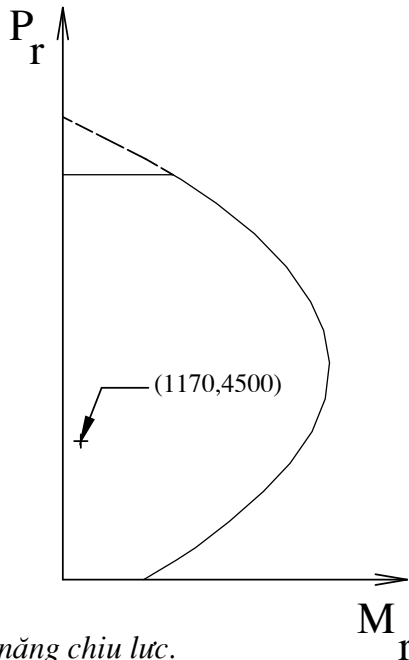
Khi đó có:

+ Mô men kháng danh định:  $M_n = 5806,83$  (KN.m)

+ Mô men kháng tính toán:

$$M_r = \phi M_n = 0,9 M_n = 5226,15 \text{ (KN.m)}$$

5. Vẽ biểu đồ tương tác M – P:



Kết luận: Cột đã cho đảm bảo khả năng chịu lực.

**7.7. CỘT CHỊU NÉN LỆCH TÂM THEO HAI PHƯƠNG:**

Thay cho việc tính dựa trên cơ sở cân bằng và tương thích biến dạng cho trường hợp uốn hai chiều, các kết cấu không tròn chịu uốn hai chiều và chịu nén có thể tính theo các biểu thức gần đúng sau :

- Nếu lực tính toán dọc trục không nhỏ hơn  $0,1 \varphi f'_c A_g$  :

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\varphi P_o}$$

Trong đó :

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

- Nếu tải trọng tính toán dọc trục nhỏ hơn  $0,10 \varphi f'_c A_g$  :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0$$

Ở đây :

$\varphi$ : Hệ số sức kháng đối với các cấu kiện chịu nén dọc trục

$P_{rxy}$ : Sức kháng dọc trục tính toán khi uốn theo hai phương (N)

$P_{rx}$ : Sức kháng dọc trục tính toán được xác định trên cơ sở chỉ tồn tại độ lệch  $e_y$  (N)

$P_{ry}$ : Sức kháng dọc trục tính toán được xác định trên cơ sở chỉ tồn tại độ lệch  $e_x$  (N)

$P_u$ : Lực dọc trục tính toán (N)

$M_{ux}$ : Mô men tính toán tác dụng theo trục X (N.mm)

$M_{uy}$ : Mô men tính toán tác dụng theo trục Y (N.mm)

$e_x$ : Độ lệch tâm của lực dọc trục tính toán tác dụng theo hướng trục X ( $= M_{uy}/P_u$  (mm))

$e_y$ : Độ lệch tâm của lực dọc trục tính toán tác dụng theo hướng trục Y ( $= M_{ux}/P_u$  (mm)).

$M_{rx}$ : Sức kháng uốn tính toán đơn trục của mặt cắt theo phương trục X (N.mm)

$M_{ry}$ : Sức kháng uốn tính toán đơn trục của mặt cắt theo phương trục Y (N.mm)

Sức kháng dọc trục tính toán  $P_{rx}$  và  $P_{ry}$  không được lấy lớn hơn tích số của hệ số sức kháng  $\varphi$  và sức kháng nén danh định lớn nhất tính theo các công thức (1.7) hoặc (1.8).

Khi tính toán, nếu cột là mảnh, các giá trị  $M_{ux}$ ,  $M_{uy}$  phải được tính theo phương pháp khuếch đại mô men..